C. V. SAHNOVSCHI

CONSTRUCȚII DE BETON ARMAT

VOL. I.

TRADUCERE DIN LIMBA RUSĂ

EDITURA MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
ȘI AL INDUSTRIEI MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

К. В. САХНОВСКИЙ
Проф., Д-р. Техн. Наук

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

издание 7-ое, переработанное

Допущено
Министерством высшего образования СССР
в качестве учебника
для инженерно-строительных вузов и факультетов

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Москва — 1951 — Ленинград

Scanned with OKEN Scanner

C. V. SAHNOVSCHI
PROFESOR, DOCTOR IN ȘTIINȚE TEHNICE

CONSTRUCȚII DE BETON ARMAT

EDIȚIA 7-A REVIZUITĂ

Manual pentru școlile superioare
și facultățile de ingineri constructori
Aprobat de Ministerul Invățământului Superior
al U.R.S.S.

EDITURA DE STAT PENTRU CONSTRUCȚII ȘI ARHITECTURA
Moscova — 1951 — Leningrad

Scanned with OKEN Scanner

Recenzenți —

Colectivul catedrei „Construcții de Beton Armat" a Institutului de Construcții „V. V. Cuibâșev" din Moscova și profesor *S. S. Davâdov*, doctor în științe tehnice

Redactor —

R. I. Trepenencov, candidat în științe tehnice.

In lucrarea de față sunt expuse, atât metodele de calcul, cât și cele de executare a construcțiilor de beton armat, în conformitate cu Normele și Condițiile Tehnice (N și TU — 3—49) precum și cu instrucțiunile și indicațiile în vigoare. Se dau deasemenea, bazele calculului la starea limită, conform proiectului de „Codex al Dispozițiilor Oficiale".

Pe lângă elementele de bază ale construcțiilor sunt studiate elementele de construcții prefabricate și monolite cele mai răspândite în construcțiile industriale și civile, inclusiv cele precomprimate. Partea teoretică este ilustrată cu exemple de calcul.

Manualul de față a fost aprobat de Ministerul Învățământului Superior al U.R.S.S. pentru școlile superioare și pentru facultățile de ingineri constructori și poate servi deasemenea la proiectarea construcțiilor de beton armat.

Scanned with OKEN Scanner

PREFAȚA

Pentru realizarea în U.R.S.S. a măreţului program de construcţii de clădiri industriale şi civile potrivit sarcinilor trasate de partid şi de guvern, se acordă o deosebită atenţie problemelor industrializării construcţiilor, reducerii preţului de cost şi economiei de metal. Aceste probleme au în prezent o importanţă de prim ordin, deoarece executarea volumului imens de lucrări de pe marile şantiere ale comunismului necesită, într'o serie de cazuri, metode complect noi de soluţionare a problemelor tehnice.

In volumul global al construcţiilor, betonul armat ocupă un loc de seamă, iar în unele cazuri, chiar locul de frunte; de multe ori, construcţiile de beton armat pot înlocui cu succes pe cele metalice, permiţând astfel ca o parte din metal să fie folosită la desvoltarea construcţiilor, precum şi în alte ramuri ale economiei naţionale, unde oţelul constitue materialul de bază.

Problema care trebue rezolvată în prezent este aceea de a realiza construcţii de beton armat mai bune, mai economice şi care să necesite mai puţin volum de muncă, precum şi de a elabora metode industriale pentru executarea lor. In această direcţie se fac în U.R.S.S. studii ample, care au şi dus în momentul de faţă la o serie de rezultate practice foarte însemnate şi preţioase.

După cum se ştie, la sfârşitul primului plan cincinal, oamenii de ştiinţă sovietici au ridicat problema revizuirii teoriei calculului construcţiilor de beton armat după metoda veche (calculul după rezistenţe admisibile), iar la începutul celui de al treilea plan cincinal (1938), au fost introduse noile Norme şi Condiţii Tehnice, care au reglementat calculul construcţiilor de beton armat după stadiul de rupere. Pe lângă avantajele de ordin strict teoretic, această metodă de calcul — în comparaţie cu cea veche (care în ţările capitaliste este folosită şi în prezent) — are şi avantaje de ordin economic. In urma colaborării încununate de succes a oamenilor de ştiinţă şi a inginerilor constructori sovietici, a fost înfiinţată o şcoală specială pentru studiul problemelor betonului armat.

In ultimii ani, s'au produs mari transformări, atât în teoria calculului cât şi în problemele soluţiilor constructive. Astfel, s'au îmbunătăţit metodele de calcul ale betonului (dimensionare); s'au elaborat noi metode de calcul la fisurare, metode de stabilire a rigidităţii (deformaţiilor) elementelor şi a deschiderii fisurilor. Proiectul de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale" cuprinde o nouă metodă înaintată şi anume calculul construcţiilor de beton armat la stările limită, metodă a cărei prioritate, în ce priveşte elaborarea,

Scanned with OKEN Scanner

aparţine deasemenea tehnicei sovietice. In soluţiile constructive şi în desvoltarea metodelor industriale de executare a elementelor de construcţii de beton armat s'au obţinut deasemenea mari succese, mai ales în domeniul întrebuinţării armăturilor sudate, a diferitelor feluri de cofraje de inventar, precum şi într'o lărgire a utilizării construcţiilor prefabricate şi precomprimate, elaborându-se totodată unele sisteme noi şi mai eficace pentru realizarea unor astfel de construcţii.

Pentru valoroasele lucrări şi cercetări efectuate în acest domeniu, au fost distinşi cu Premiul Stalin mulţi ingineri constructori şi oameni de ştiinţă.

Ca o consecinţă a celor spuse, ediţia de faţă, cea a de a 7-a, a cursului „Construcţii de beton armat" diferă în multe privinţe de cele anterioare.

In partea care priveşte teoria calculului sunt expuse sub o formă nouă capitolele tratând despre încovoiere, compresiune şi întindere excentrică (în conformitate cu N şi TU — 3—49); au fost revizuite şi desvoltate capitolele care tratează despre calculul betonului armat cu armătură rigidă şi calculul elementelor de construcţii precomprimate; sunt date pentru prima dată calculele la fisurare ale elementelor care lucrează la încovoiere, calculul rigidităţii (deformaţiilor) elementelor şi al deschiderii fisurilor, precum şi calculul armăturii transversale în stadiul de rupere. Afară de aceasta, în lucrare sunt enunţate principiile de bază ale calculului construcţiilor de beton armat la stările limită (adoptate de proiectul de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale") şi formulele de calcul corespunzătoare.

In partea privitoare la soluţiile constructive este studiată, pentru prima dată, destul de amănunţit, utilizarea plaselor sudate şi a carcaselor plane la elementele planşeelor monolitice — cu nervuri, cu chesoane, cu nervuri dese şi a planşeelor ciuperci. Capitolul „Betonul armat cu armătură rigidă" este complectat cu descrierea elementelor armate cu carcase sudate portante. Deasemenea au fost prelucrate capitolele „Elemente de construcţie prefabricate" şi „Elemente de beton armat precomprimat", unde sunt expuse metodele cele mai noi de execuţie. In ce priveşte acoperişurile cu suprafeţe autoportante (plăci subţiri), prezintă interes în special elementele executate cu ajutorul cofrajelor mobile (rulante); se dau noţiuni generale despre elementele clădirilor înalte, ale fundaţiilor continue în chesoane, proiectarea şi metodele moderne de executare a coşurilor de fum etc.

Expunerea este ilustrată de o serie de exemple printre care se află şi un exemplu detaliat al proiectării unui planşeu cu nervuri cu armături din plase sudate şi carcase sudate.

In toate capitolele cursului s'a acordat o atenţie deosebită problemei de a stabili soluţia cea mai economică pentru diferitele elemente de beton armat; s'au dat deasemenea indici tehnico-economici, ţinându-se seamă de metodele industriale de executare, probleme tratate relativ succint în celelalte ediţii.

La începutul cursului s'a făcut un scurt istoric al betonului armat în construcţii şi, ulterior, (în unele capitole) şi al desvoltării diferitelor elemente. In acest istoric s'a subliniat rolul oamenilor de ştiinţă şi al inginerilor sovietici în elaborarea teoriei calculului şi a soluţiilor constructive.

In expunerea metodelor de calcul şi a soluţiilor constructive s'a ţinut seamă de normele şi de condiţiile tehnice din 1949 (N şi TU — 3—49); pe

Scanned with OKEN Scanner

aparţine deasemenea tehnicei sovietice. In soluţiile constructive şi în desvoltarea metodelor industriale de executare a elementelor de construcţii de beton armat s'au obţinut deasemenea mari succese, mai ales în domeniul întrebuinţării armăturilor sudate, a diferitelor feluri de cofraje de inventar, precum şi într'o lărgire a utilizării construcţiilor prefabricate şi precomprimate, elaborându-se totodată unele sisteme noi şi mai eficace pentru realizarea unor astfel de construcţii.

Pentru valoroasele lucrări şi cercetări efectuate în acest domeniu, au fost distinşi cu Premiul Stalin mulţi ingineri constructori şi oameni de ştiinţă.

Ca o consecinţă a celor spuse, ediţia de faţă, cea a de a 7-a, a cursului „Construcţii de beton armat" diferă în multe privinţe de cele anterioare.

In partea care priveşte teoria calculului sunt expuse sub o formă nouă capitolele tratând despre încovoiere, compresiune şi întindere excentrică (în conformitate cu N şi TU — 3—49); au fost revizuite şi desvoltate capitolele care tratează despre calculul betonului armat cu armătură rigidă şi calculul elementelor de construcţii precomprimate; sunt date pentru prima dată calculele la fisurare ale elementelor care lucrează la încovoiere, calculul rigidităţii (deformaţiilor) elementelor şi al deschiderii fisurilor, precum şi calculul armăturii transversale în stadiul de rupere. Afară de aceasta, în lucrare sunt enunţate principiile de bază ale calculului construcţiilor de beton armat la stările limită (adoptate de proiectul de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale") şi formulele de calcul corespunzătoare.

In partea privitoare la soluţiile constructive este studiată, pentru prima dată, destul de amănunţit, utilizarea plaselor sudate şi a carcaselor plane la elementele planşeelor monolitice — cu nervuri, cu chesoane, cu nervuri dese şi a planşeelor ciuperci. Capitolul „Betonul armat cu armătură rigidă" este complectat cu descrierea elementelor armate cu carcase sudate portante. Deasemenea au fost prelucrate capitolele „Elemente de construcţie prefabricate" şi „Elemente de beton armat precomprimat", unde sunt expuse metodele cele mai noi de execuţie. In ce priveşte acoperişurile cu suprafeţe autoportante (plăci subţiri), prezintă interes în special elementele executate cu ajutorul cofrajelor mobile (rulante); se dau noţiuni generale despre elementele clădirilor înalte, ale fundaţiilor continue în chesoane, proiectarea şi metodele moderne de execuţare a coşurilor de fum etc.

Expunerea este ilustrată de o serie de exemple printre care se află şi un exemplu detaliat al proiectării unui planşeu cu nervuri cu armături din plase sudate şi carcase sudate.

In toate capitolele cursului s'a acordat o atenţie deosebită problemei de a stabili soluţia cea mai economică pentru diferitele elemente de beton armat; s'au dat deasemenea indici tehnico-economici, ţinându-se seamă de metodele industriale de executare, probleme tratate relativ succint în celelalte ediţii.

La începutul cursului s'a făcut un scurt istoric al betonului armat în construcţii şi, ulterior, (în unele capitole) şi al desvoltării diferitelor elemente. In acest istoric s'a subliniat rolul oamenilor de ştiinţă şi al inginerilor sovietici în elaborarea teoriei calculului şi a soluţiilor constructive.

In expunerea metodelor de calcul şi a soluţiilor constructive s'a ţinut seamă de normele şi de condiţiile tehnice din 1949 (N şi TU — 3—49); pe

Scanned with OKEN Scanner

lângă aceasta, s'a ținut seamă de o serie de instrucțiuni și de indicații elaborate de TNIPS, KTIS, Institutul de cercetări științifice pentru Construcții al Ministerului Construcțiilor de Mașini și Institutul de Proiectări de Construcții Industriale „Promstroiproect". S'au avut în vedere și Instrucțiunile pentru dimensionarea elementelor construcțiilor de beton armat, pentru utilizarea carcaselor și a plaselor sudate, pentru proiectarea construcțiilor de beton armat precomprimat etc..

Autorul exprimă mulțumirile sale profesorului S. S. Davâdov, colectivului catedrei „Construcții de Beton Armat" a Institutului de ingineri constructori „V. V. Cuibâșev" din Moscova, titularului acestei catedre, profesorului L. A. Cațanovici și profesorului P. L. Pasternac, pentru sugestiile prețioase de care au ținut seamă la prelucrarea cursului. Trebue subliniat deasemenea ajutorul dat, la pregătirea pentru tipar a cursului, de redactorul R. I. Trepenencov, candidat în științe tehnice.

Scanned with OKEN Scanner

SIMBOLURI CONVENȚIONALE DE BAZĂ

1. Simboluri generale

h . este înălțimea totală a secțiunii;
h_0 — înălțimea utilă a secțiunii ($h_0 = h - a$);
h_p — grosimea plăcii secțiunii T;
b — latura secțiunii patrate, lățimea secțiunii dreptunghiulare sau lățimea inimii secțiunii T;
b_p — lățimea plăcii secțiunii T;
D — diametrul secțiunii rotunde;
d — diametrul barelor de armătură;
d_s — diametrul sâmburelui fretat;
d_f — diametrul fretei;
l — lungimea elementului, deschiderea;
l_1 — deschiderea transversală a plăcii;
l_2 — deschiderea longitudinală a plăcii;
f — săgeata arcului;
F_b[1]) — suprafața zonei comprimate a betonului;
F_a — secțiunea armăturii longitudinale:
la elementul care lucrează la încovoiere — a celei supuse la întindere; la elemente comprimate excentric — la muchia elementului cea mai depărtată de forța N; la elementele întinse excentric — la fața elementului cea mai apropiată de forța N; la cele comprimate și întinse centric — secțiunea totală a armăturii;
F'_a — secțiunea armăturii longitudinale:
la elementele care lucrează la încovoiere — a celei comprimate; la elementele comprimate excentric — la fața elementului cea mai apropiată de forța N; la elementele întinse excentric — la fața elementului cea mai depărtată de forța N;
F_i — suprafața ideală a secțiunii transversale;
F_s — suprafața secțiunii sâmburelui;
f_f — secțiunea fretei;
F_f — secțiunea convențională a fretei;
a, a' — distanța dela centrul de greutate al armăturii F_a și F'_a până la muchia cea mai apropiată a secțiunii;
e, e' — excentricitatea forței longitudinale N, față de centrul de greutate al armăturii F_a, F'_a;
e_0 — excentricitatea forței longitudinale N, față de axul geometric al secțiunii.

---

[1]) In standardele în vigoare în R.P.R., suprafața (aria) se notează cu A. (N. R.).

Scanned with OKEN Scanner

x — distanța dela fibra marginală cea mai comprimată până la axa neutră (înălțimea zonei comprimate a secțiunii);
z — brațul cuplului interior;
s — pasul spiralei;
a_e — distanța dintre etrieri;
f_e — secțiunea unei singure ramuri a etrierului;
F_e — secțiunea totală a etrierilor într'un singur rând;
F_0 — secțiunea totală a barelor ridicate;

μ, μ' —coeficientul de armare $\left(\mu = \frac{F_a}{bh_0}; \mu' = \frac{F'_a}{bh_0} \right)$

p — procentul de armare $\left(p = 100 \frac{F_a}{bh_0} \right)$;

S, S' — momentul static al întregii suprafețe a secțiunii de beton (afară de stratul de protecție) în raport cu centrul de greutate al armăturii F_a, F'_a;
S_b — momentul static al suprafeței zonei comprimate de beton față de centrul de greutate al armăturii F_a;
R — rezistența de rupere la compresiune a cubului de beton („Rezistența cubică“);
R_{pr} — rezistența de rupere la compresiune a prismei de beton („Rezistența prismatică“);
R_i — rezistența de rupere a betonului, prin compresiune din încovoiere, la piesele supuse la încovoiere, la compresiune și întindere excentrică;
R_t — rezistența de rupere a betonului la întindere;
E_b — modulul de elasticitate al betonului;
E_a — modulul de elasticitate al armăturii;
σ_b — efortul unitar normal de compresiune din beton;
σ_t — efortul unitar normal de întindere din beton;
σ_{pr} — efortul unitar principal de întindere sau de compresiune din beton în axa neutră;
τ — efortul unitar tangențial din beton;
τ_0 — efortul unitar tangențial în axa neutră;
τ_e — efortul unitar tangențial, transmis etrierilor;
σ_c — limita de curgere a armăturii[1])
σ_a — efortul unitar în armătura longitudinală întinsă;
k — coeficientul de siguranță;
k_f — coeficientul de siguranță la apariția fisurilor;
γ — greutatea specifică aparentă;
G, g — sarcina concentrată permanentă, sarcina permanentă uniform distribuită;
P, p — sarcina mobilă concentrată, sarcina mobilă uniform distribuită;
Q, q — sarcina totală concentrată, sarcina totală uniform ditsribuită;
M — momentul încovoietor;
M_r — momentul de rupere;
M_f — momentul încovoietor la apariția fisurilor;
M_t — momentul de răsucire (torsiune);
N — forța longitudinală;
N_r — forța longitudinală de rupere;
N_f — forța longitudinală la apariția fisurilor;

[1]) Notația s'a adoptat în conformitate cu proiectul de „Codex al Dispozițiilor Oficiale“.

Scanned with OKEN Scanner

Q — forța tăietoare (transversală);
T — forța de forfecare (alunecare);
φ — coeficientul de flambaj;
ψ — coeficientul pentru stabilirea lungimii de flambaj a elementului.

2. Simboluri suplimentare pentru construcțiile cu armătură rigidă

F_{ar} — secțiunea armăturii rigide;
$\overline{F}_{ar}$ — suprafața parțială a secțiunii armăturii rigide scăzându-se talpa cea mai puțin solicitată;
h_1 — distanța dela fibra cea mai comprimată a betonului până la centrul de greutate al tălpii celei mai depărtate a profilului de armătură rigidă;
h' — distanța dela fibra cea mai comprimată până la centrul de greutate al armăturii flexibile opuse;
r — distanța dela fibra cea mai comprimată a betonului până la centrul de greutate al armăturii rigide;
$\overline{r}$ — distanța dela fibra cea mai comprimată a betonului până la centrul de greutate al armăturii rigide F_{ar};
r_1 — distanța dela centrul de greutate al profilului armăturii rigide până la centrul de greutate al tălpii sale;
e_1 — excentricitatea la care se aplică încărcarea față de axa care trece prin centrul de greutate al tălpii celei mai depărtate a profilului de armătură rigidă;
e'_1 — idem față de talpa profilului așezată mai aproape;
δ — grosimea inimii profilului armăturii rigide sau suma grosimilor inimilor atunci când există mai multe profile

SIMBOLURI CONVENȚIONALE DE BAZĂ

1. Simboluri generale

h . este înălțimea totală a secțiunii;
h_0 — înăițimea utilă a secțiunii ($h_0 = h - a$);
h_p — grosimea plăcii secțiunii T;
b — latura secțiunii patrate, lățimea secțiunii dreptunghiulare sau lățimea inimii secțiunii T;
b_p — lățimea plăcii secțiunii T;
D — diametrul secțiunii rotunde;
d — diametrul barelor de armătură;
d_s — diametrul sâmburelui fretat;
d_f — diametrul fretei;
l — lungimea elementului, deschiderea;
l_1 — deschiderea transversală a plăcii;
l_2 — deschiderea longitudinală a plăcii;
f — săgeata arcului;
F_b[1]) — suprafața zonei comprimate a betonului;
F_a — secțiunea armăturii longitudinale:
la elementul care lucrează la încovoiere — a celei supuse la întindere; la elemente comprimate excentric — la muchia elementului cea mai depărtată de forța N; la elementele întinse excentric — la fața elementului cea mai apropiată de forța N; la cele comprimate și întinse centric — secțiunea totală a armăturii;
F'_a — secțiunea armăturii longitudinale:
la elementele care lucrează la încovoiere — a celei comprimate; la elementele comprimate excentric — la fața elementului cea mai apropiată de forța N; la elementele întinse excentric — la fața elementului cea mai depărtată de forța N;
F_i — suprafața ideală a secțiunii transversale;
F_s — suprafața secțiunii sâmburelui;
f_f — secțiunea fretei;
F_f — secțiunea convențională a fretei;
a, a' — distanța dela centrul de greutate al armăturii F_a și F'_a până la muchia cea mai apropiată a secțiunii;
e, e' — excentricitatea forței longitudinale N, față de centrul de greutate al armăturii F_a, F'_a;
e_0 — excentricitatea forței longitudinale N, față de axul geometric al secțiunii.

---

[1]) In standardele în vigoare în R.P.R., suprafața (aria) se notează cu A. (N. R.).

Scanned with OKEN Scanner

x — distanța dela fibra marginală cea mai comprimată până la axa neutră (înălțimea zonei comprimate a secțiunii);
z — brațul cuplului interior;
s — pasul spiralei;
a_e — distanța dintre etrieri;
f_e — secțiunea unei singure ramuri a etrierului;
F_e — secțiunea totală a etrierilor într'un singur rând;
F_0 — secțiunea totală a barelor ridicate;

μ, μ' —coeficientul de armare $\left(\mu = \frac{F_a}{bh_0}; \mu' = \frac{F'_a}{bh_0} \right)$

p — procentul de armare $\left(p = 100 \frac{F_a}{bh_0} \right)$;

S, S' — momentul static al întregii suprafețe a secțiunii de beton (afară de stratul de protecție) în raport cu centrul de greutate al armăturii F_a, F'_a;
S_b — momentul static al suprafeței zonei comprimate de beton față de centrul de greutate al armăturii F_a;
R — rezistența de rupere la compresiune a cubului de beton („Rezistența cubică“);
R_{pr} — rezistența de rupere la compresiune a prismei de beton („Rezistența prismatică“);
R_i — rezistența de rupere a betonului, prin compresiune din încovoiere, la piesele supuse la încovoiere, la compresiune și întindere excentrică;
R_t — rezistența de rupere a betonului la întindere;
E_b — modulul de elasticitate al betonului;
E_a — modulul de elasticitate al armăturii;
σ_b — efortul unitar normal de compresiune din beton;
σ_t — efortul unitar normal de întindere din beton;
σ_{pr} — efortul unitar principal de întindere sau de compresiune din beton în axa neutră;
τ — efortul unitar tangențial din beton;
τ_0 — efortul unitar tangențial în axa neutră;
τ_e — efortul unitar tangențial, transmis etrierilor;
σ_c — limita de curgere a armăturii[1])
σ_a — efortul unitar în armătura longitudinală întinsă;
k — coeficientul de siguranță;
k_f — coeficientul de siguranță la apariția fisurilor;
γ — greutatea specifică aparentă;
G, g — sarcina concentrată permanentă, sarcina permanentă uniform distribuită;
P, p — sarcina mobilă concentrată, sarcina mobilă uniform distribuită;
Q, q — sarcina totală concentrată, sarcina totală uniform ditsribuită;
M — momentul încovoietor;
M_r — momentul de rupere;
M_f — momentul încovoietor la apariția fisurilor;
M_t — momentul de răsucire (torsiune);
N — forța longitudinală;
N_r — forța longitudinală de rupere;
N_f — forța longitudinală la apariția fisurilor;

---

[1]) Notația s'a adoptat în conformitate cu proiectul de „Codex al Dispozițiilor Oficiale“.

Q — forța tăietoare (transversală);
T — forța de forfecare (alunecare);
φ — coeficientul de flambaj;
ψ — coeficientul pentru stabilirea lungimii de flambaj a elementului.

2. Simboluri suplimentare pentru construcțiile cu armătură rigidă

F_{ar} — secțiunea armăturii rigide;
$\overline{F}_{ar}$ — suprafața parțială a secțiunii armăturii rigide scăzându-se talpa cea mai puțin solicitată;
h_1 — distanța dela fibra cea mai comprimată a betonului până la centrul de greutate al tălpii celei mai depărtate a profilului de armătură rigidă;
h' — distanța dela fibra cea mai comprimată până la centrul de greutate al armăturii flexibile opuse;
r — distanța dela fibra cea mai comprimată a betonului până la centrul de greutate al armăturii rigide;
$\overline{r}$ — distanța dela fibra cea mai comprimată a betonului până la centrul de greutate al armăturii rigide F_{ar};
r_1 — distanța dela centrul de greutate al profilului armăturii rigide până la centrul de greutate al tălpii sale;
e_1 — excentricitatea la care se aplică încărcarea față de axa care trece prin centrul de greutate al tălpii celei mai depărtate a profilului de armătură rigidă;
e'_1 — idem față de talpa profilului așezată mai aproape;
δ — grosimea inimii profilului armăturii rigide sau suma grosimilor inimilor atunci când există mai multe profile

PARTE INTRODUCTIVĂ

1. Alcătuirea betonului armat

După cum arată însăşi denumirea lui, betonul armat este o asociere a două materiale — oţel şi beton — care diferă unul de altul din punct de vedere al proprietăţilor lor mecanice, dar care lucrează împreună.

Betonul, ca orice piatră, rezistă mult mai puţin la întindere decât la compresiune.

Din studiul unei grinzi de beton, supusă la încovoiere, rezultă că în partea care se găseşte deasupra axei neutre, se nasc eforturi de compresiune, iar dedesubtul acesteia eforturi de întindere. Dimensiunile secţiunii transversale a grinzii trebue să fie stabilite ţinând seamă de faptul că betonul lucrează la întindere, iar rezistenţa zonei comprimate a grinzii rămâne nefolosită integral. Pentru reducerea dimensiunilor secţiunilor transversale ale grinzii, trebue să se introducă în zona întinsă un material care să poată spori rezistenţa acesteia la întindere (fig. 1). Un astfel de material este oţelul.

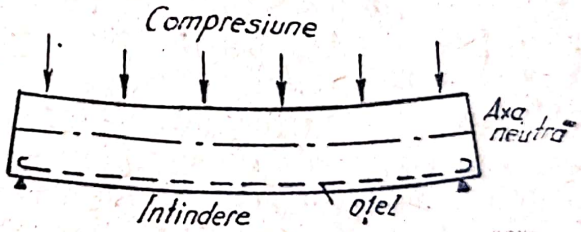


Fig. 1.

Asocierea unor materiale atât de diferite prin natura lor este posibilă şi chiar raţională, datorită proprietăţilor pe care le au.

1. In timpul întăririi, betonul aderă puternic la oţel; în urma acţiunii forţelor exterioare, ambele materiale lucrează solidar, adică fibrele vecine ale betonului şi ale oţelului capătă deformaţii egale. Totodată, oţelul, fiind un material mult mai rezistent, preia pe unitatea de suprafaţă a secţiunii un efort mai mare, în comparaţie cu efortul pe care-l preia betonul şi, prin urmare, chiar în cazul introducerii în beton a unei secţiuni relativ reduse de oţel, influenţa acestuia va fi destul de apreciabilă.

Aderenţa dintre oţel şi beton asigură conlucrarea ambelor materiale în mod solidar.

2. Oţelul şi betonul au coeficienţi de dilataţie liniari aproape egali (pentru beton: dela 0,0000148 până la 0,000010, iar pentru oţel: 0,000012); consecinţa acestui fapt este că, la variaţii de temperatură apar eforturi interioare foarte mici, care împiedică producerea deformaţiilor periculoase. Mai mult, betonul, fiind relativ rău conducător de căldură, protejează oţelul împotriva variaţiilor brusce de temperatură.

PARTE INTRODUCTIVĂ

1. Alcătuirea betonului armat

După cum arată însăşi denumirea lui, betonul armat este o asociere a două materiale — oţel şi beton — care diferă unul de altul din punct de vedere al proprietăţilor lor mecanice, dar care lucrează împreună.

Betonul, ca orice piatră, rezistă mult mai puţin la întindere decât la compresiune.

Din studiul unei grinzi de beton, supusă la încovoiere, rezultă că în partea care se găseşte deasupra axei neutre, se nasc eforturi de compresiune, iar dedesubtul acesteia eforturi de întindere. Dimensiunile secţiunii transversale a grinzii trebue să fie stabilite ţinând seamă de faptul că betonul lucrează la întindere, iar rezistenţa zonei comprimate a grinzii rămâne nefolosită integral. Pentru reducerea dimensiunilor secţiunilor transversale ale grinzii, trebue să se introducă în zona întinsă un material care să poată spori rezistenţa acesteia la întindere (fig. 1). Un astfel de material este oţelul.

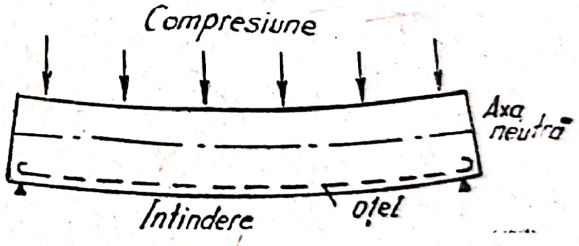


Fig. 1.

Asocierea unor materiale atât de diferite prin natura lor este posibilă şi chiar raţională, datorită proprietăţilor pe care le au.

1. In timpul întăririi, betonul aderă puternic la oţel; în urma acţiunii forţelor exterioare, ambele materiale lucrează solidar, adică fibrele vecine ale betonului şi ale oţelului capătă deformaţii egale. Totodată, oţelul, fiind un material mult mai rezistent, preia pe unitatea de suprafaţă a secţiunii un efort mai mare, în comparaţie cu efortul pe care-l preia betonul şi, prin urmare, chiar în cazul introducerii în beton a unei secţiuni relativ reduse de oţel, influenţa acestuia va fi destul de apreciabilă.

Aderenţa dintre oţel şi beton asigură conlucrarea ambelor materiale în mod solidar.

2. Oţelul şi betonul au coeficienţi de dilataţie liniari aproape egali (pentru beton: dela 0,0000148 până la 0,000010, iar pentru oţel: 0,000012); consecinţa acestui fapt este că, la variaţii de temperatură apar eforturi interioare foarte mici, care împiedică producerea deformaţiilor periculoase. Mai mult, betonul, fiind relativ rău conducător de căldură, protejează oţelul împotriva variaţiilor brusce de temperatură.

3. Betonul protejează oţelul înglobat împotriva coroziunii, fapt care s'a dovedit prin experienţe şi a fost totdeauna confirmat la dărâmarea construcţiilor vechi de beton armat. Această proprietate o au însă numai betoanele suficient de compacte şi confecţionate cu ciment. Pe lângă faptul că asigură integritatea oţelului, betonul armat realizează o folosire avantajoasă a ambelor materiale, betonul preluând mai ales eforturile de compresiune, iar oţelul, pe cele de întindere.

Din punctul de vedere al execuţiei, construcţiile de beton armat se împart în: construcţii *monolitice*, adică turnate pe loc în întregime, şi *prefabricate*, formate din elemente separate, executate dinainte în fabrici sau chiar pe şantier.

2. Scurt istoric al desvoltării construcţiilor de beton armat

In comparaţie cu construcţiile executate din alte materiale (piatră, lemn, metal) construcţiile de beton armat sunt construcţii de dată recentă.

Betonul armat a început să fie întrebuinţat la construcţii numai în cea de a doua jumătate a secolului al XIX-lea. Cu toate acestea, el a luat în scurt timp o largă răspândire şi se poate spune că are o istorie a sa proprie. Oameni de ştiinţă proeminenţi şi-au consacrat activitatea lor studierii problemelor legate de introducerea betonului armat în practica construcţiilor.

In Rusia dinainte de Marea Revoluţie din Octombrie, prima întrebuinţare a construcţiilor de beton armat datează din anul 1886. In acel timp era folosit „sistemul Monier" denumit după numele grădinarului francez, care a obţinut (în 1867) primul brevet pentru fabricarea vaselor de flori din beton armat şi care a ştiut să întrebuinţeze betonul armat şi la alte elemente: plăci, bolţi, tuburi etc. Totuşi neavând noţiuni despre modul de comportare a construcţiilor sale, Monier le executa absolut empiric, făcând erori grosolane: de exemplu, în plăci el punea armătura la mijlocul grosimii lor, unde în general, nu există eforturi de întindere.

La început, încercările de răspândire în Rusia a betonului armat au fost foarte reduse — în special din cauza desvoltării slabe a industriei, şi din cauza neîncrederii multor ingineri în acest nou fel de construcţii. In ce priveşte desvoltarea betonului armat în Rusia, un mare merit îi revine lui N. A. Beleliubschi, profesor la Institutul de ingineri de căi de comunicaţii. Acesta era convins de însemnătatea folosirii betonului armat în construcţii, şi a fost un propagandist activ printre ingineri pentru utilizarea acestui material. Sub conducerea lui, au fost efectuate în 1891, la Petersburg, primele experienţe cu diferite construcţii de beton armat, în scopul verificării principiului însuşi care stă la baza betonului armat şi posibilităţii întrebuinţării lui în diferitele domenii ale construcţiilor.

In prezenţa unui număr destul de mare de reprezentanţi ai diferitelor departamente şi instituţii, au fost supuse la încercări prin încărcare (fig. 2 şi 3): plăci de beton armat cu deschideri de 1,0, 1,5 şi 2,0 m; o boltă de beton armat, cu o deschidere de 4,0 m; tuburi cu diametrul de 0,71 m; un rezervor cilindric cu diametrul şi înălţimea de 2,0 m; o celulă hexagonală a unui siloz cu laturile de 1,5 m şi înălţimea de 3,0 m şi un

3. Betonul protejează oţelul înglobat împotriva coroziunii, fapt care s'a dovedit prin experienţe şi a fost totdeauna confirmat la dărămarea construcţiilor vechi de beton armat. Această proprietate o au însă numai betoanele suficient de compacte şi confecţionate cu ciment. Pe lângă faptul că asigură integritatea oţelului, betonul armat realizează o folosire avantajoasă a ambelor materiale, betonul preluând mai ales eforturile de compresiune, iar oţelul, pe cele de întindere.

Din punctul de vedere al execuţiei, construcţiile de beton armat se împart în: construcţii *monolitice*, adică turnate pe loc în întregime, şi *prefabricate*, formate din elemente separate, executate dinainte în fabrici sau chiar pe şantier.

2. Scurt istoric al desvoltării construcţiilor de beton armat

In comparaţie cu construcţiile executate din alte materiale (piatră, lemn, metal) construcţiile de beton armat sunt construcţii de dată recentă.

Betonul armat a început să fie întrebuinţat la construcţii numai în cea de a doua jumătate a secolului al XIX-lea. Cu toate acestea, el a luat în scurt timp o largă răspândire şi se poate spune că are o istorie a sa proprie. Oameni de ştiinţă proeminenţi şi-au consacrat activitatea lor studierii problemelor legate de introducerea betonului armat în practica construcţiilor.

In Rusia dinainte de Marea Revoluţie din Octombrie, prima întrebuinţare a construcţiilor de beton armat datează din anul 1886. In acel timp era folosit „sistemul Monier" denumit după numele grădinarului francez, care a obţinut (în 1867) primul brevet pentru fabricarea vaselor de flori din beton armat şi care a ştiut să întrebuinţeze betonul armat şi la alte elemente: plăci, bolţi, tuburi etc. Totuşi neavând noţiuni despre modul de comportare a construcţiilor sale, Monier le executa absolut empiric, făcând erori grosolane: de exemplu, în plăci el punea armătura la mijlocul grosimii lor, unde în general, nu există eforturi de întindere.

La început, încercările de răspândire în Rusia a betonului armat au fost foarte reduse — în special din cauza desvoltării slabe a industriei, şi din cauza neîncrederii multor ingineri în acest nou fel de construcţii. In ce priveşte desvoltarea betonului armat în Rusia, un mare merit îi revine lui N. A. Beleliubschi, profesor la Institutul de ingineri de căi de comunicaţii. Acesta era convins de însemnătatea folosirii betonului armat în construcţii, şi a fost un propagandist activ printre ingineri pentru utilizarea acestui material. Sub conducerea lui, au fost efectuate în 1891, la Petersburg, primele experienţe cu diferite construcţii de beton armat, în scopul verificării principiului însuşi care stă la baza betonului armat şi posibilităţii întrebuinţării lui în diferitele domenii ale construcţiilor.

In prezenţa unui număr destul de mare de reprezentanţi ai diferitelor departamente şi instituţii, au fost supuse la încercări prin încărcare (fig. 2 şi 3): plăci de beton armat cu deschideri de 1,0, 1,5 şi 2,0 m; o boltă de beton armat, cu o deschidere de 4,0 m; tuburi cu diametrul de 0,71 m; un rezervor cilindric cu diametrul şi înălţimea de 2,0 m; o celulă hexagonală a unui siloz cu laturile de 1,5 m şi înălţimea de 3,0 m şi un

pod boltit pentru un drum carosabil cu o deschidere de 17,08 m. Concomitent cu aceste experiențe, au fost încercate, pentru comparație, plăci și bolți de aceleași deschideri, însă de beton simplu.

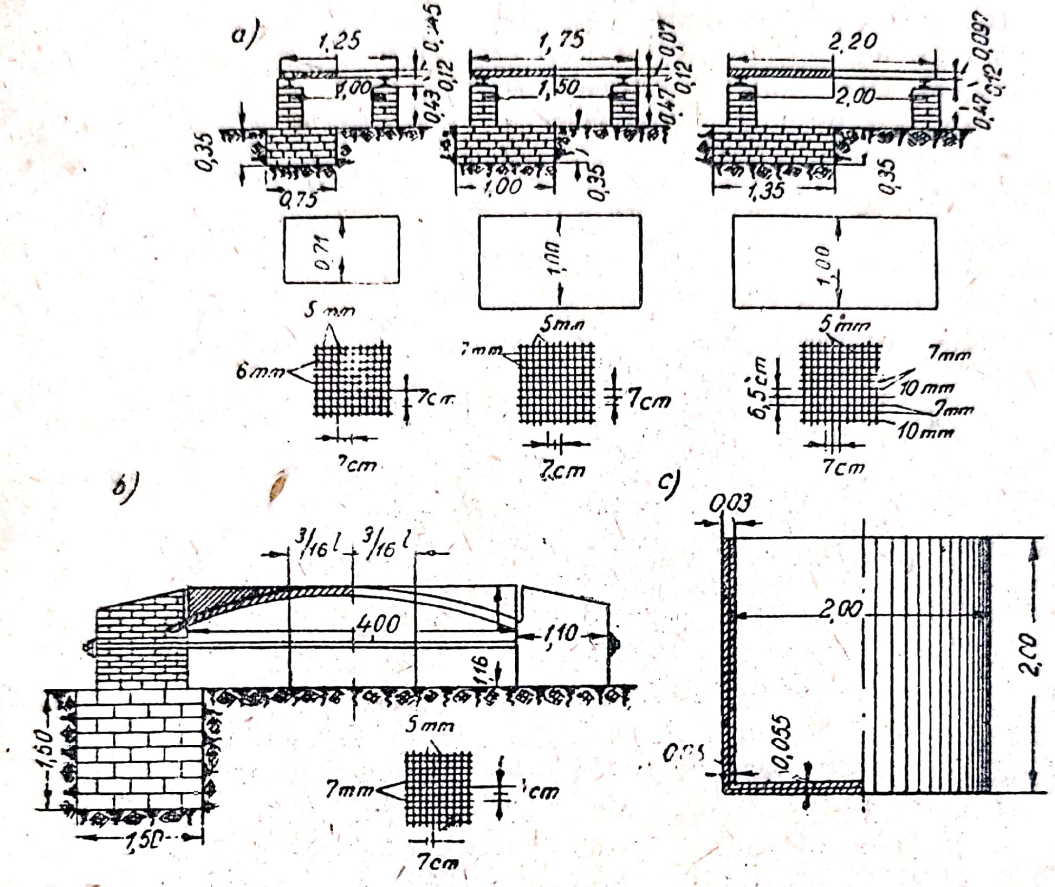


Fig. 2. Plăci, bolți și rezervoare experimentale.

Rezultatele încercărilor au fost foarte convingătoare, ele demonstrând avantajele mari pe care le prezenta betonul armat; aceste rezultate au spulberat îndoielile multor ingineri și au constituit un impuls pentru răspândirea betonului armat în construcții.

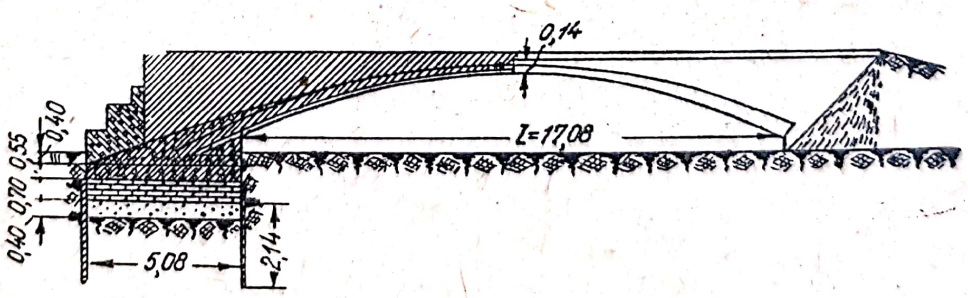


Fig. 3. Pod boltit.

In această primă perioadă a desvoltării betonului armat, au fost executate în Rusia o serie de construcții care merită toată atenția, de exemplu, în 1893, paserelele, bazinul și construcțiile cu bolți la clădirea fostei Universități de Stat din Moscova; în 1896, paserela (podul) de beton armat cu o deschidere de 45 m la iarmarocul din Nijegorodsc.

pod boltit pentru un drum carosabil cu o deschidere de 17,08 m. Concomitent cu aceste experiențe, au fost încercate, pentru comparație, plăci și bolți de aceleași deschideri, însă de beton simplu.

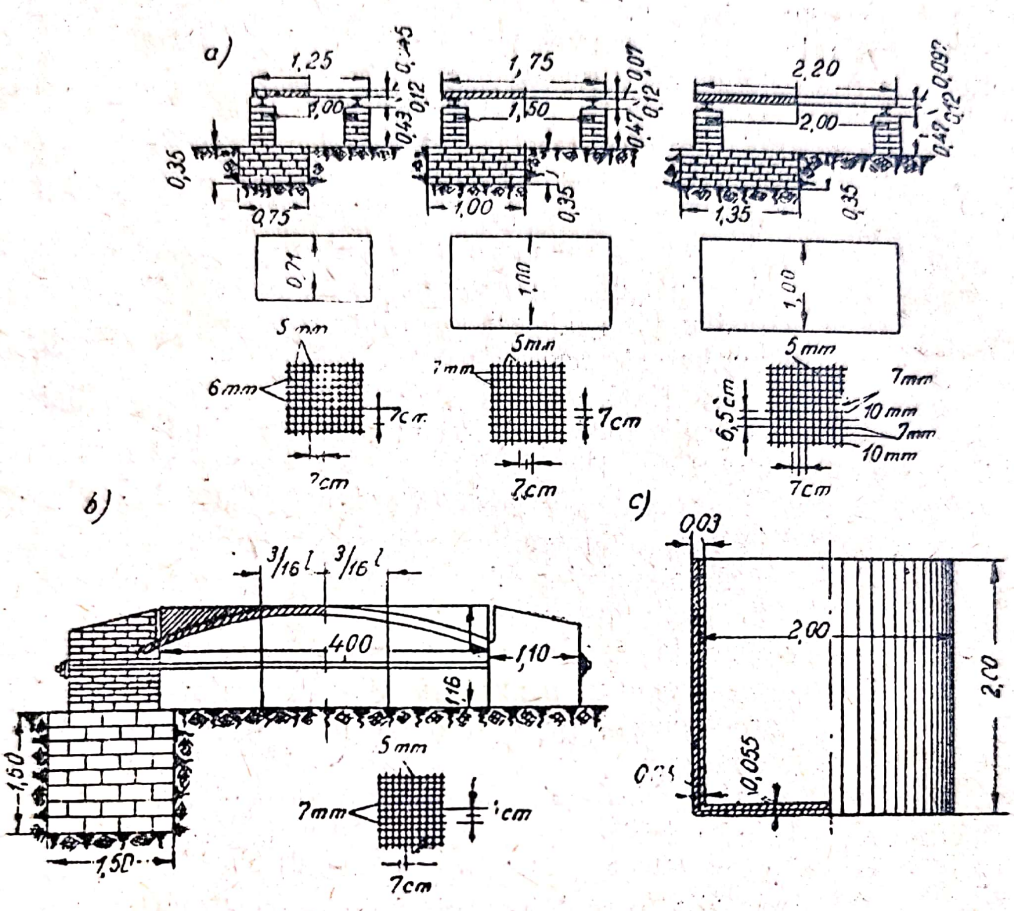


Fig. 2. Plăci, bolți și rezervoare experimentale.

Rezultatele încercărilor au fost foarte convingătoare, ele demonstrând avantajele mari pe care le prezenta betonul armat; aceste rezultate au spulberat îndoielile multor ingineri și au constituit un impuls pentru răspândirea betonului armat în construcții.

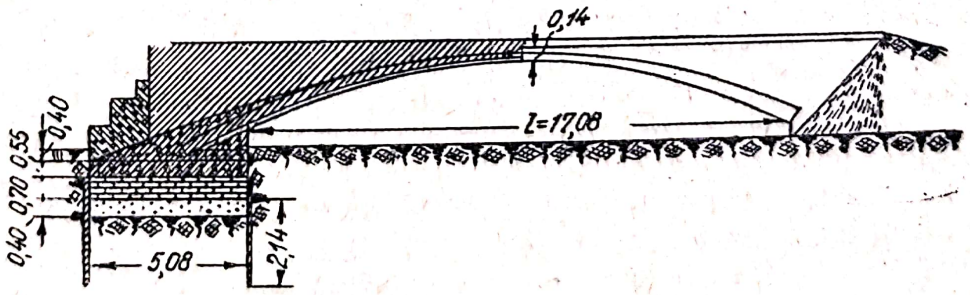


Fig. 3. Pod boltit.

In această primă perioadă a desvoltării betonului armat, au fost executate în Rusia o serie de construcții care merită toată atenția, de exemplu, în 1893, paserelele, bazinul și construcțiile cu bolți la clădirea fostei Universități de Stat din Moscova; în 1896, paserela (podul) de beton armat cu o deschidere de 45 m la iarmarocul din Nijegorodsc.

La sfârşitul anului 1898, prin hotărârea Consiliului inginerilor din Ministerul Căilor de Comunicaţii, s'a permis să se întrebuinţeze betonul armat la căile ferate şi la şosele.

Astfel, începând din anul 1899, betonul armat a început să fie întrebuinţat în Rusia la căi ferate pentru viaducte, poduri, planşee, rezervoare. Ne putem da seama de proporţia pe care a luat-o desvoltarea construcţiilor de beton armat la căile ferate, considerând faptul că numai pe o singură linie de cale ferată, Vitebsc-Jlobin, au fost construite în anii 1901—1902 o serie de 27 de viaducte şi podeţe de beton armat, în lungime totală de 412 m.

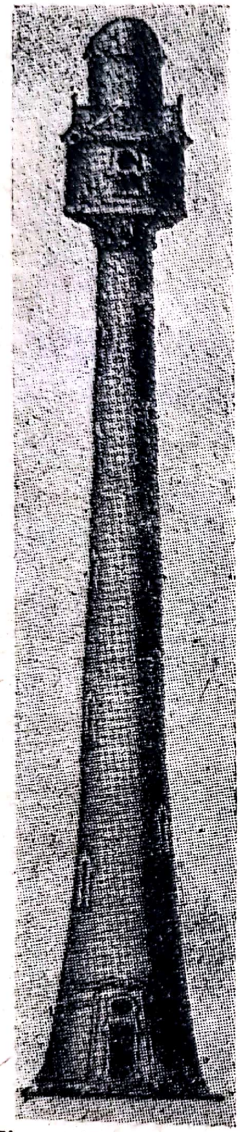


Fig. 4. Far de beton armat.

Fostele Zemstve (administraţii judeţene), mai ales cele din Sud, au început deasemenea, din anul 1902 să construiască poduri şi tuburi din beton armat pentru drumuri şi şosele.

In 1904, după indicaţiile lui N. A. Beleliubschi, s'a construit la Nicolaev primul far de beton armat din lume (fig. 4).

In aceeaşi perioadă (ultimii ani ai secolului al XIX-lea) a început să fie generalizată metoda de calcul al construcţiilor de beton armat pe baza rezistenţelor admisibile, metodă care ţine seama de legile rezistenţei materialelor. Aceşti ani trebue consideraţi ca reprezentând începutul *primei etape a desvoltării betonului armat*, caracterizată prin apariţia unei serii de construcţii de beton armat, proiectate pe bază de date ştiinţifice; dintre acestea fac parte planşeele cu nervuri, stâlpii, fundaţiile, zidurile de sprijin, piloţii, apoi construcţiile în cadre şi alte sisteme. Din această perioadă datează lucrările cercetătorului francez Considère şi ale celui german Mörsch, precum şi ale inginerului francez Hennebique, care au contribuit la desvoltarea construcţiilor de beton armat.

Interesul inginerilor ruşi pentru betonul armat a crescut simţitor în diferite domenii ale construcţiilor. Astfel, au apărut primele lucrări tratând despre betonul armat: lucrările lui S. I. Rudniţchi, B. Achimov, G. P. Perederii şi alţii; totuşi, nu existau încă norme oficiale şi condiţii tehnice pentru construcţiile de beton armat. N. A. Beleliubschi cerea insistent, încă din 1904, o aprobare cât mai urgentă a unor astfel de norme, pentru ca proiectarea să nu mai aibă un caracter întâmplător. Aceste norme erau necesare, deoarece apăruseră sisteme foarte variate de construcţii de beton armat, iar lucrările de beton armat erau executate, în majoritatea cazurilor, în antrepriză de către diferite firme, care adeseori executau singure proiectele construcţiilor.

In 1908, Ministerul Căilor de Comunicaţii a aprobat primele „Condiţii Tehnice pentru construcţii de beton armat", care au avut o însemnătate esenţială pentru răspândirea betonului armat în Rusia. In 1911, Ministerul Căilor de Comunicaţii a publicat noi „Condiţii Tehnice", anexând la ele „Norme pentru calculul construcţiilor de beton armat".

Scanned with OKEN Scanner

In aceeaşi perioadă au fost editate „Condiţii Tehnice" şi de către alte departamente care executau construcţii de beton armat, printre care se număra şi Primăria oraşului Moscova. „Condiţiile Tehnice", editate pentru ultima dată în 1912, se refereau nu numai la construcţii de beton armat şi de cărămidă armată, dar şi la construcţii de beton simplu şi conţineau indicaţii amănunţite pentru calculul construcţiilor civile.

Problemele ridicate de tehnologia betonului şi de lucrările de beton şi beton armat erau elaborate pe atunci, mai ales la Petersburg, în trei laboratoare — al Institutului de ingineri de căi de comunicaţii (profesor N. A. Beleliubschi), al Academiei Militare Tehnice (profesor I. G. Maliuga) şi al Institutului politechnic (profesor S. I. Drujinin). La Moscova, primul laborator pentru studiul şi cercetarea betoanelor a fost organizat de profesorul N. C. Lahtin.

O contribuţie deosebit de importantă în problema betonului a adus-o I. G. Maliuga. In lucrarea sa, „Compoziţia şi metodele de preparare a mortarului de ciment (beton) pentru obţinerea rezistenţei maxime", apărută în 1895, I. G. Maliuga a stabilit principiile de bază în alegerea compoziţiei betonului, inclusiv dependenţa rezistenţei betonului de raportul apă-ciment.

O mare însemnătate pentru desvoltarea construcţiilor de beton armat au avut lucrările lui A. F. Loleit, G. P. Perederii, I. S. Podolschi, V. M. Cheldâş, atât în ce priveşte perfecţionarea teoriei betonului armat, cât şi în ce priveşte introducerea în practică a noilor construcţii.

Deşi în literatura tehnică se afirmă că planşeele ciuperci (fără grinzi) au fost folosite pentru prima dată în Elveţia, pricritatea în această privinţă aparţine în realitate inginerului rus profesor A. F. Loleit, care, încă din 1908, a calculat, a dat soluţii constructive şi a executat la Moscova un depozit pentru produse lactate, cu patru etaje, la care planşeele dintre etaje erau planşee ciuperci.[1])

Intre timp s'au făcut şi alte propuneri din partea inginerilor ruşi; unele dintre ele au căpătat o largă răspândire şi dincolo de graniţele Rusiei. De exemplu, sistemul lui N. A. Abramov, de stâlpi de beton înfăşuraţi în spirale din oţel lat, pentru secţiuni dreptunghiulare şi alte forme de secţiuni; sistemul lui A. F. Loleit de stâlpi cu etrieri continui, sistemul lui V. P. Necrasov, de plase („legături libere") şi altele.

Inaintea primului război mondial, inginerii ruşi executau pe scară largă construcţii de beton şi de beton armat, mai ales la lucrările de artă pentru şosele şi căi ferate, la construcţii de porturi şi la fortificaţii. Totodată, în domeniile indicate existau realizări importante şi în ce priveşte executarea şi mecanizarea lucrărilor de beton şi de beton armat.

Munca inginerilor constructori ruşi era însă mult îngreunată din cauza politicii claselor conducătoare ale Rusiei ţariste, care subestimând forţele creatoare ale poporului rus, propagau intens răspândirea tehnicei străine în toate domeniile. Ca urmare, construcţia lucrărilor industriale şi a clădirilor mari publice, comerciale şi a depozitelor era dată adesea în antrepriză firmelor străine pentru lucrări de beton armat, în special celor germane şi franceze.

[1]) M. I. Ştaerman, A. M. Ivianschi. Planşee fără grinzi. Pişcepromizdat 1937 (N. R. Editura Industriei Alimentare) pag. 37.

Scanned with OKEN Scanner

Cu toate aceste piedici, inginerii ruși au avut o influență mare asupra desvoltării construcțiilor de beton armat. Se cunosc cazuri când inginerii ruși au construit complexuri întregi de construcții mari de beton armat la uzinele militare. La Petersburg, de exemplu, au fost executate, sub conducerea inginerilor ruși, multe clădiri mari, industriale și civile. Dintre acestea din urmă se amintește: clădirea cu nr. 2 pe strada Malaia Sadovaia, clădirea cu nr. 7 la intersecția dintre bulevardul Nevschi și strada Gogol, clădirea magazinului Universal, actualmente Casa Comerțului din Leningrad, pe strada Jeleabov (fig. 5), Hotelul „Astoria" și multe altele. Se poate semnala deasemenea construcția celei mai mari fabrici de ciment la Novorossisc și Podolsc, în apropiere de Moscova. La construcția clădirilor de locuit și a celor publice se întrebuințau încă din acel timp planșee de beton armat cu nervuri dese și planșee de cărămizi armate.

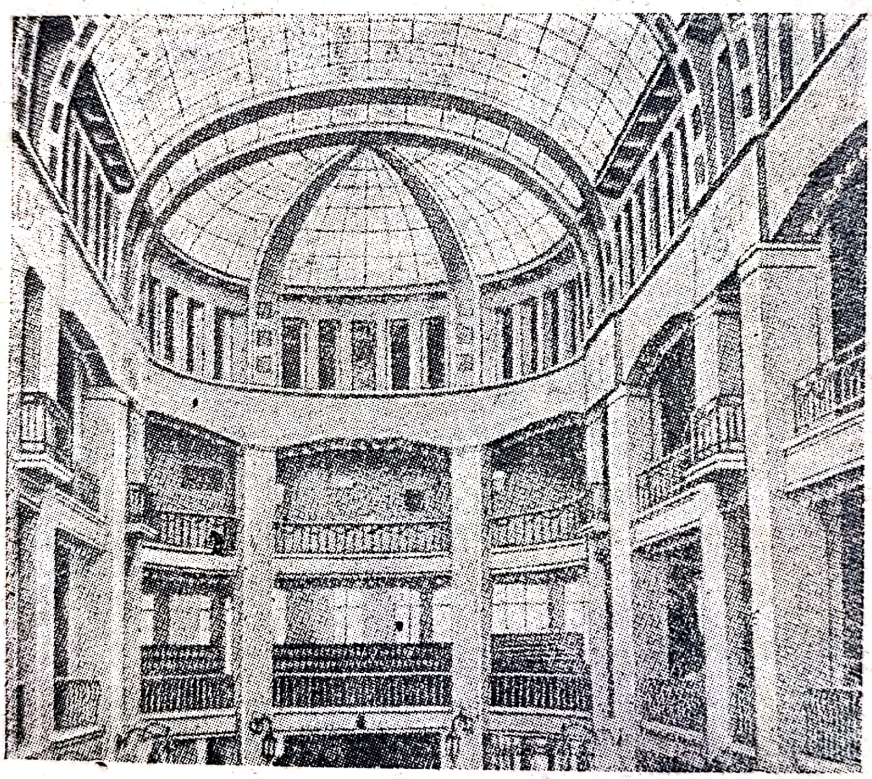


Fig. 5. Clădirea unui magazin cu schelet de beton armat.

Aceasta era situația construcțiilor de beton armat — din punct de vedere teoretic și practic — în Rusia dinainte de Revoluție.

După Marea Revoluție Socialistă din Octombrie, problemele puse în fața poporului sovietic de către partid și guvern au impus o întărire a industriei și, în primul rând, a industriei grele. Sarcina industrializării țării făcea necesară desvoltarea în largă măsură a industriei construcțiilor pe baza unei tehnici noi.

In rezoluția Congresului al XV-lea al P. C. (b) al U.R.S.S. „Despre directivele cu privire la întocmirea planului cincinal al economiei naționale"

Scanned with OKEN Scanner

(1927) s'a indicat: „... la executarea construcţiilor capitale este necesară o luptă pentru introducerea noilor metode de lucru şi folosirea realizărilor tehnice celor mai noi".[1])

Datorită acestor directive, în anii primelor cincinale betonul armat a ocupat în construcţii un loc de frunte.

Prima construcţie mare, la care s'a întrebuinţat pe larg betonul armat, a fost Volhovstroi-ul (1921—1926) — construcţia primei centrale hidro-

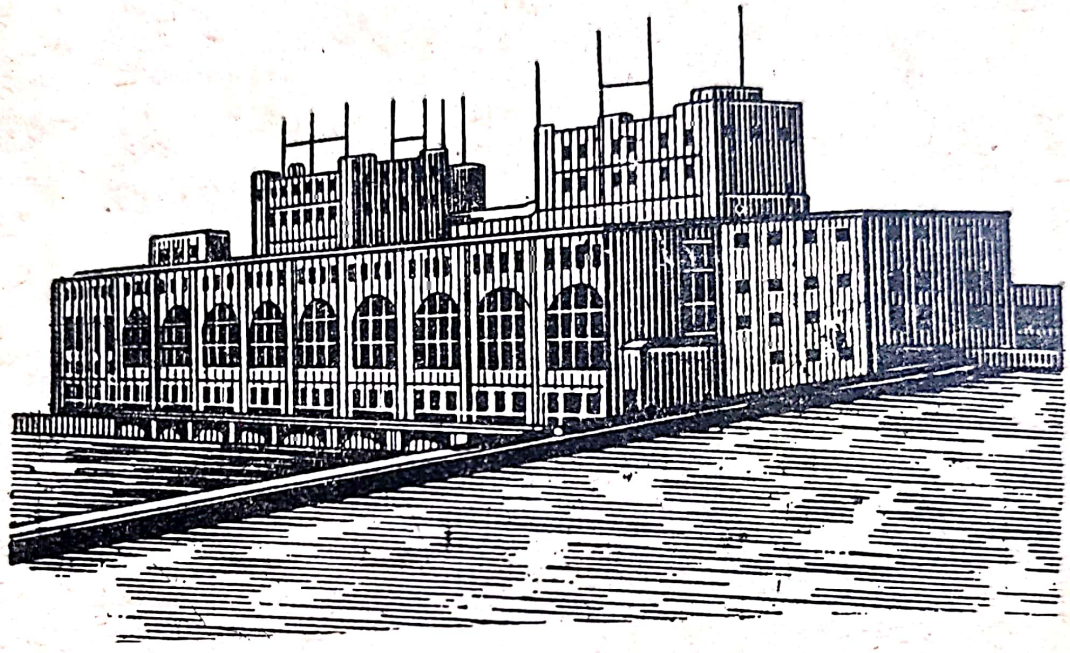


Fig. 6. Clădirea principală a Centralei hidroelectrice dela Volhov.

electrice puternice din U.R.S.S. La această hidrocentrală, inginerii sovietici au proiectat şi executat construcţii importante din beton şi din beton armat. Clădirea principală a centralei de forţă (fig. 6) este executată dintr'o construcţie în cadre de beton armat cu arce care susţin calea unei macarele de 130 t. La substaţia principală coborîtoare de tensiune şi la toate substaţiile secundare s'a întrebuinţat deasemenea într'o mare măsură betonul armat.

Volhovstroi-ul a reprezentat o mare şcoală cu caracter practic pentru specialiştii sovietici în beton armat şi, în special pentru betoniştii hidrotehnicieni (P. P. Laupman, G. N. Maslov şi mulţi alţii).

După terminarea construcţiei hidrocentralei de pe Volhov, a urmat executarea altor centrale hidroelectrice, ca de exemplu centrala hidroelectrică de pe Nipru (1927—1932) şi centrala hidroelectrică de pe Svirul de Jos (1928—1934), construcţii executate deasemenea din beton şi beton armat.

La construcţia centralei hidroelectrice de pe Svir s'au aplicat pentru prima dată în practica mondială, construcţiile de beton armat sub apă, executate pe un teren foarte uşor deformabil; afară de aceasta, la executarea

[1]) P.C. (b) al U.R.S.S.: Rezoluţii şi Hotărîri, partea a II-a, (ed. 6-a rusă) pag. 239.

clădirii principale a centralei de forță, s'au întrebuințat pentru prima dată în U.R.S.S., construcții mari prefabricate de beton armat (stâlpi, arce) cu îmbinări metalice.

In U.R.S.S., întrebuințarea betonului armat a căpătat o mare desvoltare și la construcțiile industriale și civile.

In perioada de refacere s'au realizat construcții importante de beton armat în centrele mari industriale. S'au construit corpuri mari de uzine numai cu parter, cu construcții în cadre (fig. 7) și cu arce și grinzi de rulare grele; clădiri cu mai multe etaje, cu schelet de beton armat, cu planșee cu

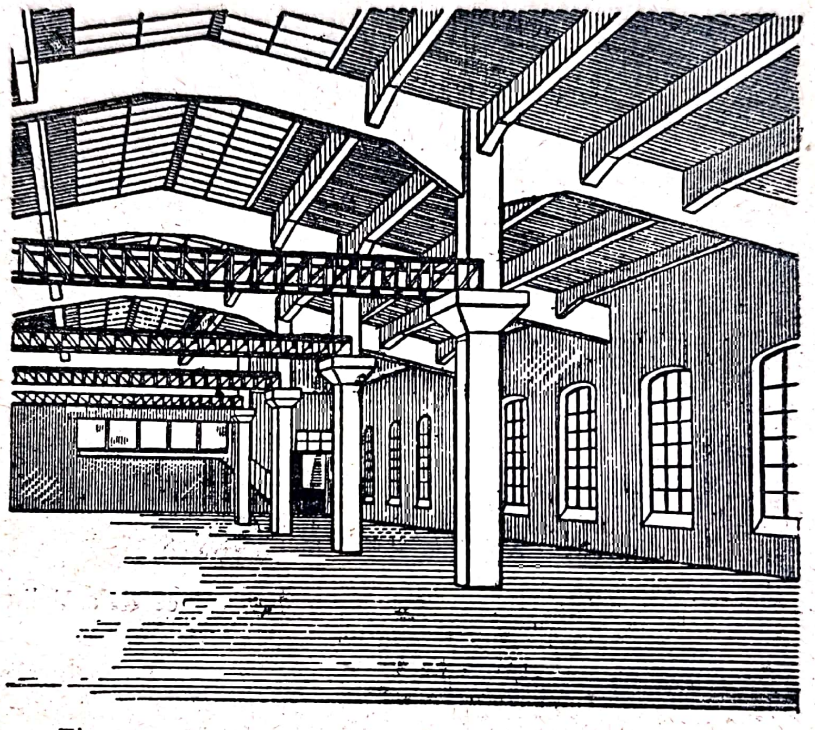


Fig. 7. Construcția în cadre a unei clădiri industriale numai cu parter.

nervuri (fig. 8) și planșee ciuperci (fig. 9), de multe ori cu fundații continue complicate, radiere de beton armat sau fundații pe piloți; deasemenea, fundații pentru mașini (turbo-generatoare), poduri rulante cu cale de beton armat, cheuri și multe alte construcții. Totodată, și-au găsit aplicare și metodele noi, pentru acele timpuri, de executare a lucrărilor, de exemplu, betonul „turnat" (fluid).

La începutul primului plan cincinal au fost create organizații de proiectare de importanță unională, care aveau sarcina să elaboreze proiectele unor uzine mari și a unor întregi combinate industriale, unde construcțiile de beton armat ocupau adeseori un loc de frunte. Au fost construite corpuri de clădire la uzina de construcții de mașini dela Cramatorsc, la Dneprostal, Zaporojstal, uzina din Ijevsc și la multe altele, întrebuințându-se construcții de beton armat în cadre (fig. 10) și arce cu deschideri mari. Deasemenea au luat o mare desvoltare construcțiile înalte, executate în cofraje alunecătoare, de exemplu silozuri de cereale (fig. 11), silozuri și buncăre cu diferite destinații, coșuri de fum la fabrici, castele de apă etc.

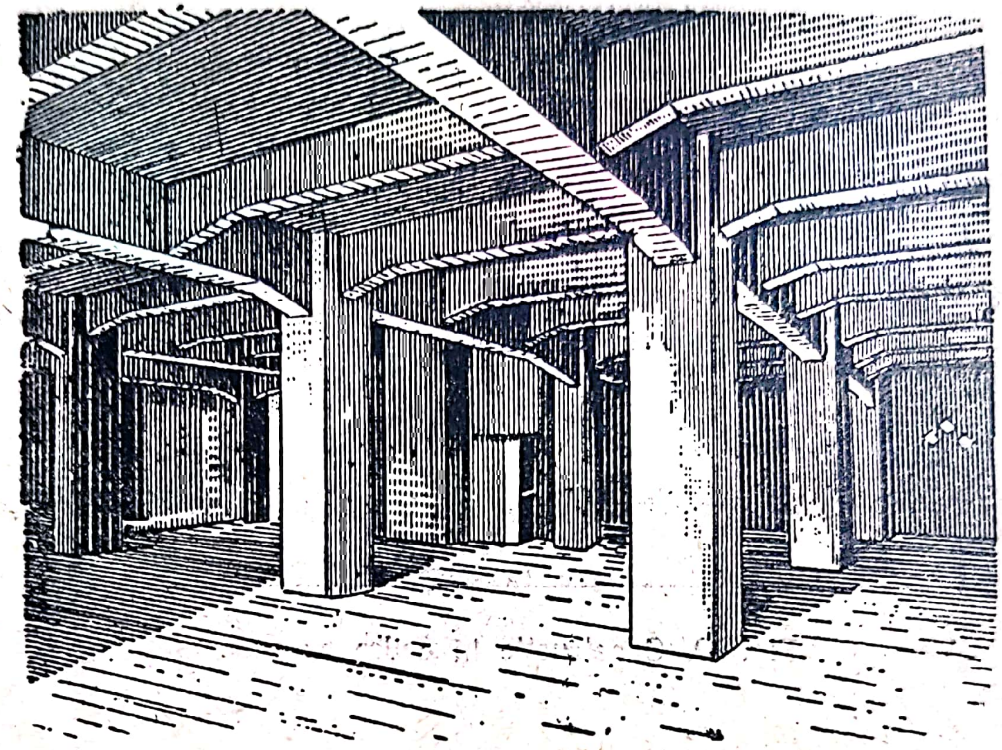


Fig. 8. Planşeu cu nervuri.

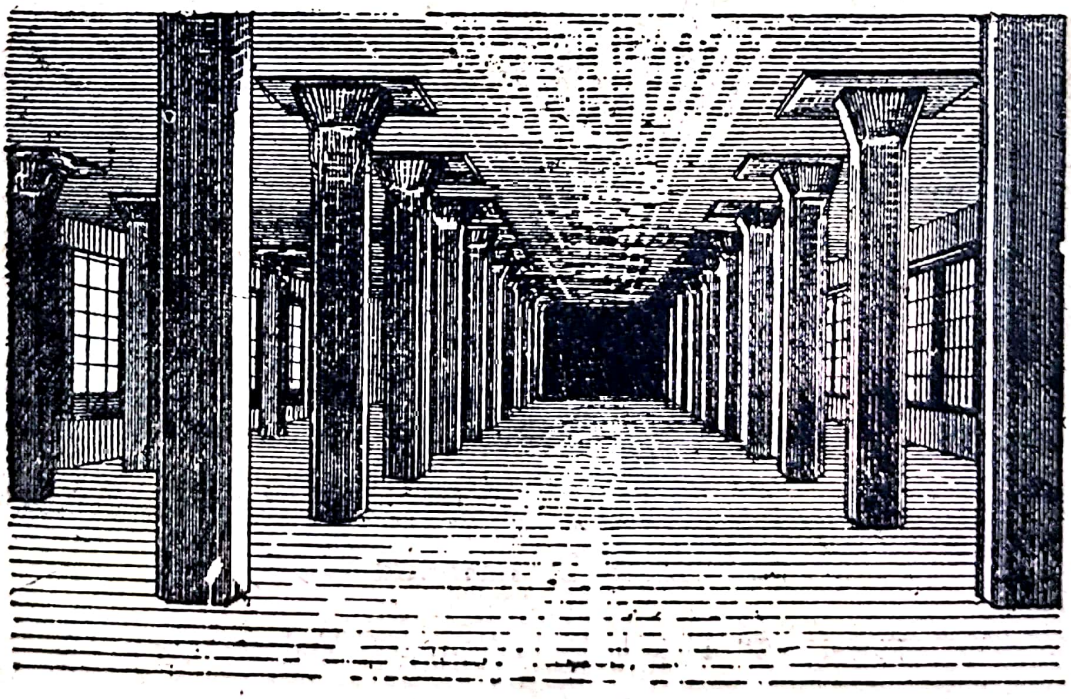


Fig. 9. Planşeu ciupercă.

Scanned with OKEN Scanner

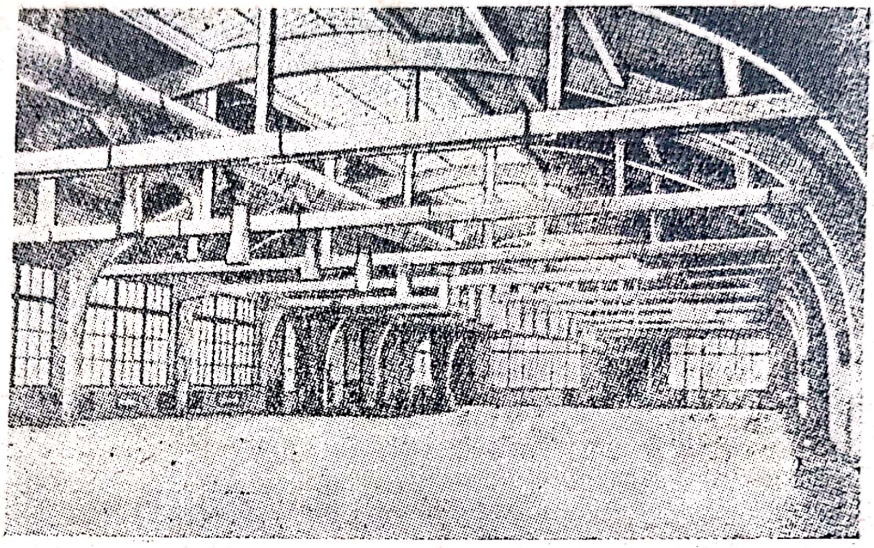


Fig. 10. Construcție în cadre cu arce.

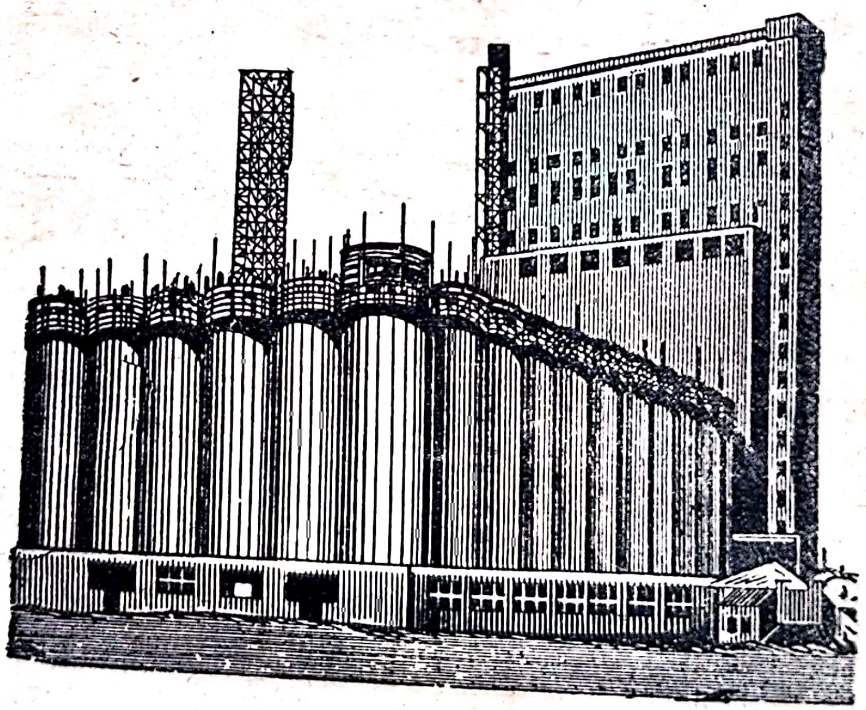


Fig. 11. Siloz din beton-armat, în timpul construcției.

Scanned with OKEN Scanner

In anul 1928, s'au introdus în practica construcțiilor: sisteme spațiale de plăci subțiri, cu plăci curbe autoportante, cu secțiunea în linie frântă, acoperișuri cu contur poligonal, cupole. Dintre acestea, la acoperișurile clădirilor industriale au căpătat cea mai largă utilizare suprafețele autoportante scurte pe arce (fig. 12), ele reprezentând în acelaș timp, o soluție radicală pentru zonele cu pericol de incendiu la acoperișurile alcătuite în mod obișnuit din ferme de lemn cu segmenți. Celelalte sisteme au fost introduse în practică mai întâi pe scară redusă, în schimb la construcția (în 1931) combinatului de aluminiu din Dneprovsc, suprafețele autoportante lungi (fig. 13) și cele în linie frântă au căpătat o întrebuințare destul de largă.

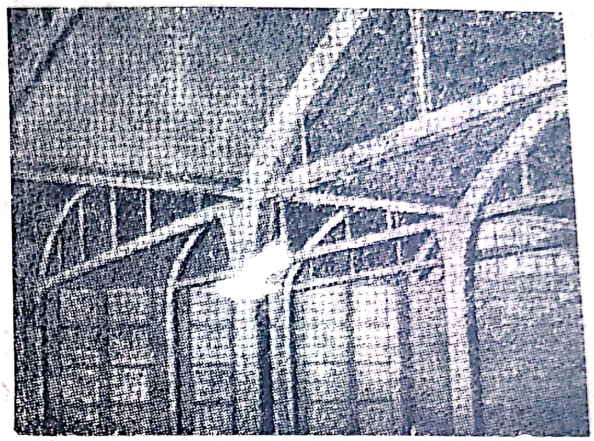


Fig. 12. Plăci autoportante scurte pe arce cu tiranți.

Oamenii de știință sovietici au contribuit mult la crearea și desvoltarea teoriei calculului și a metodelor de execuție a învelitorilor cu plăci subțiri, depășind cu mult, în acest domeniu, știința apuseană. Pe baza teoriei suprafețelor autoportante, creată de profesorul V. Z. Vlasov, au fost efec-

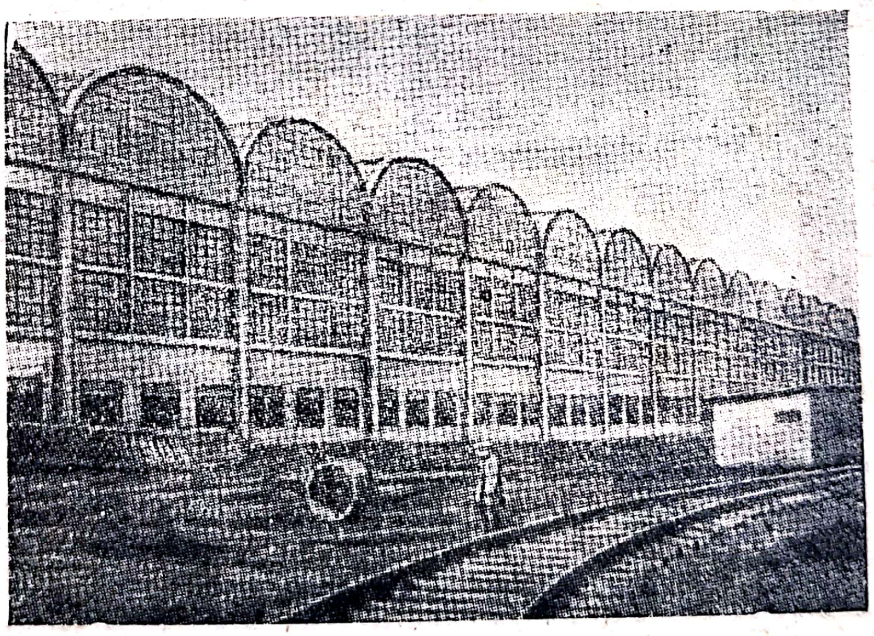


Fig. 13. Acoperișul de suprafețe autoportante lungi al unei construcții industriale.

tuate la TNIPS — sub conducerea profesorului A. A. Gvozdev — vaste cercetări teoretice și experimentale, care au dus la apariția primelor „Instrucțiuni pentru proiectarea și calculul învelitorilor și al planșeelor cu plăci subțiri".

Prima cupolă subțire cu o deschidere mare (28 m) a fost executată în 1928 pentru planetarul dela Moscova, iar în 1934 a fost construită, deasupra

sălii teatrului dela Novosibirsc, cea mai mare cupolă din lume, fără nervuri, cu diametrul de 55,5 m (fig. 14). Proiectul cupolei a fost elaborat sub conducerea profesorului P. L. Pasternac.

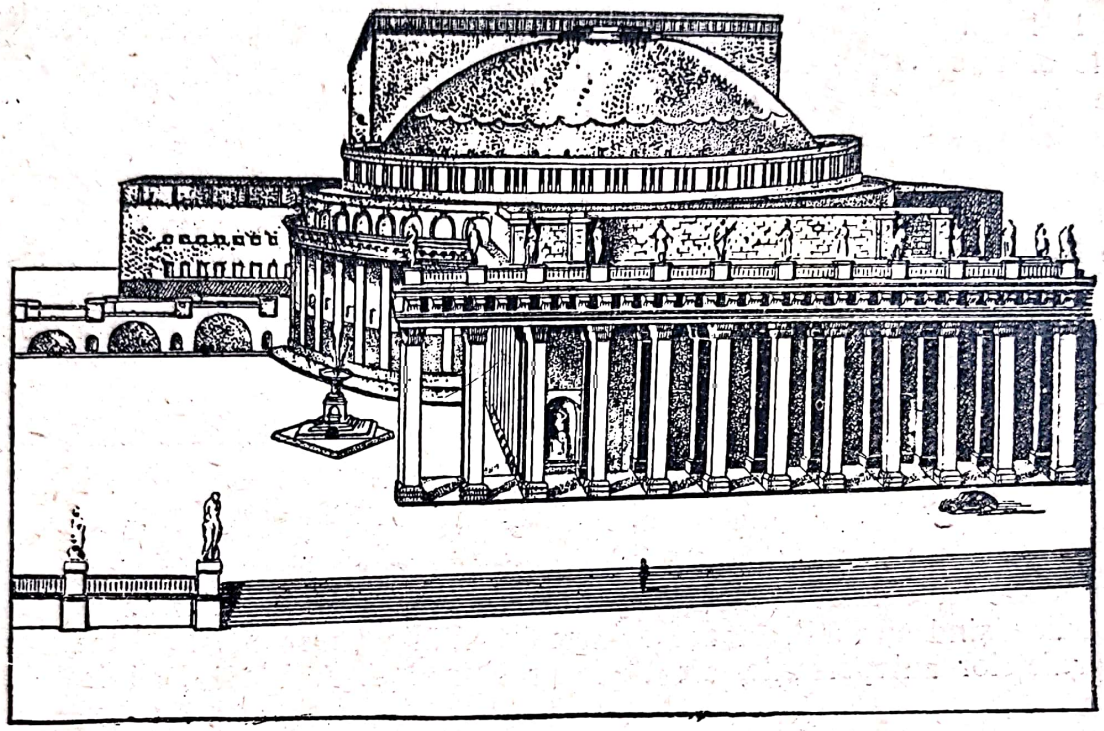


Fig. 14. Clădirea teatrului din Novosibirsc.

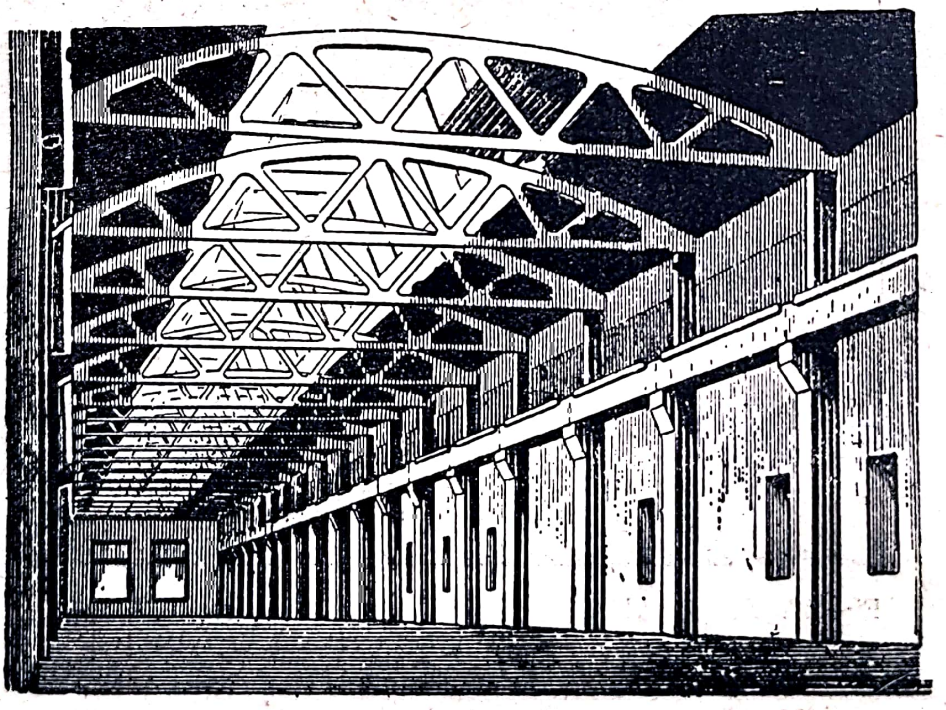


Fig. 15. Acoperiş cu ferme prefabricate, de beton armat.

Odată cu executarea prin metodele obişnuite a unui mare număr de construcţii monolitice de beton armat, începând cu anul 1929, au căpătat o desvoltare din ce în ce mai mare construcţiile prefabricate.

Scanned with OKEN Scanner

Ca exemplu se poate cita sala maşinilor dela centrala hidroelectrică de pe Svir, precum şi o serie întreagă de clădiri numai cu parter, ca de exemplu, la uzinele „Şaricopodşipnic", „Calibr" din halele combinatului „Dneprocombinat", depoul de vagoane al Metropolitanului din Moscova (fig. 15) etc. Deasemenea s'au executat construcţii cu mai multe etaje: Editura „Molot" din oraşul Rostov pe Don, Uzina „Pribor" (fig. 16), corpul de clădire cu cinci etaje al Metalostroi-ului de lângă Moscova şi altele. Adeseori, se executau doar stâlpii, centurile şi grinzile de rulare din beton armat prefabricat, iar acoperişurile se făceau din ferme de lemn sau metalice.

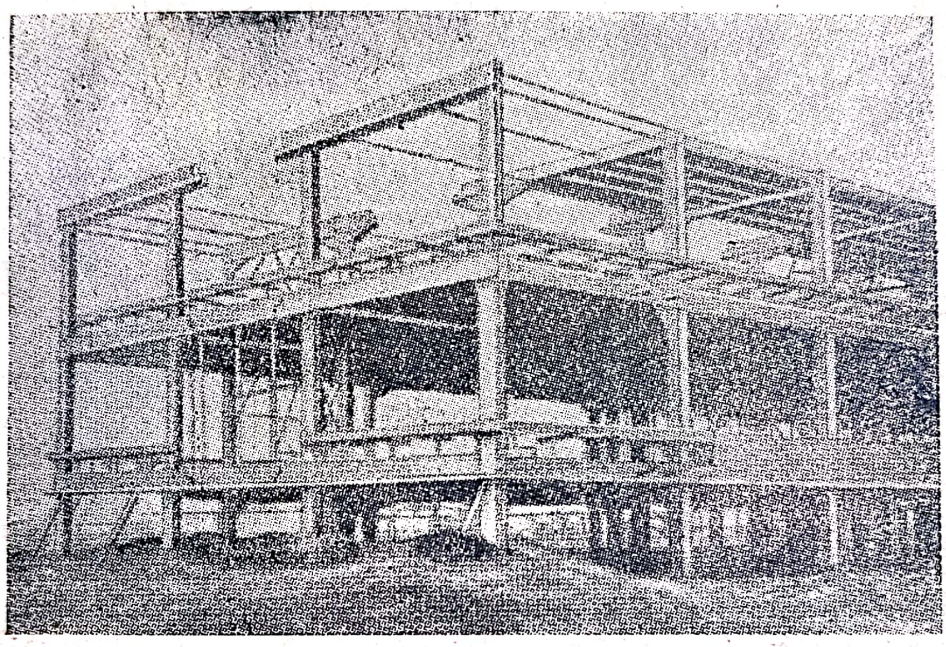


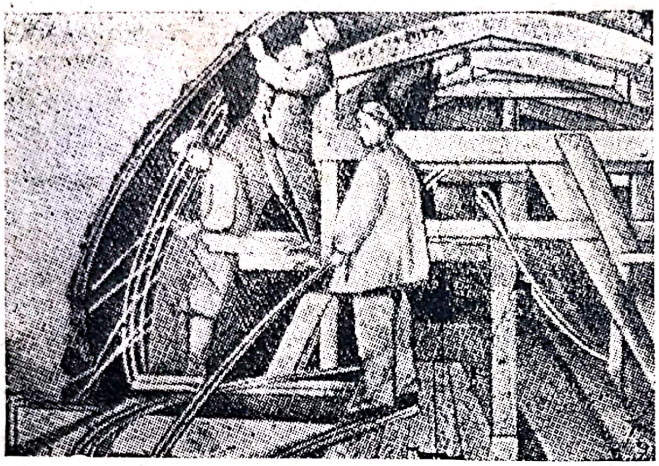
Fig. 16. Montajul scheletului prefabricat de beton armat al unei clădiri industriale cu parter şi două etaje.

Odată cu construirea clădirilor de beton armat prefabricat, s'au făcut la organizaţiile ştiinţifice şi de proiectare vaste cercetări, pe baza cărora au fost elaborate şi editate, în 1933, „Instrucţiunile pentru construcţii prefabricate", care au contribuit la introducerea acestui fel de construcţii în practica de pretutindeni. In U.R.S.S., construcţiile prefabricate de beton armat au luat în acel timp o mai mare răspândire decât în celelalte ţări, unde acestea erau întrebuinţate numai în cazuri foarte rare pentru elementele portante principale. Din aceeaşi perioadă datează şi începutul desvoltării în U.R.S.S. a industriei de confecţionare a diferitelor produse de beton armat (piese de construcţii) ca, de exemplu, trepte, pervazuri, plăci de cornişe, stâlpi, tuburi etc.

Pentru executarea elementelor de construcţii prefabricate, s'au construit fabrici (la Moscova şi la Leningrad), precum şi secţii şi ateliere speciale pe diferite şantiere. In prezent, fiecare trust mare de construcţii cuprinde în structura întreprinderilor sale de producţie o secţie sau chiar o fabrică de prefabricate de beton armat şi reţeaua acestor întreprinderi se desvoltă în permanenţă.

Scanned with OKEN Scanner

In U.R.S.S. apariţia elementelor de construcţie prefabricate de beton armat precomprimat datează încă din anul 1930, când profesorul V. V. Mihailov a început să le experimenteze în oraşul Tbilisi. Curând după aceasta, o serie de oameni de ştiinţă sovietici au început să se intereseze de problemele teoriei şi ale soluţiilor constructive ale elementelor de beton armat precomprimat. Pe lângă lucrările profesorului V. V. Mihailov, trebue să amintim lucrările profesorului A. A. Gvozdev, profesorului T. G. Ivanov-Diatlov, profesorului S. E. Freifeld, S. A. Dimitriev, E. G. Ratz, A. P. Corovchin şi alţii. In 1943 au fost date publicităţii „Instrucţiunile pentru proiectarea construcţiilor de beton armat precomprimat“ (proiect), elaborate de ŢNIPS, sub conducerea profesorului A. A. Gvozdev. După terminarea Marelui Război pentru Apărarea Patriei, elementele de beton armat precomprimat au fost introduse în practică într'o măsură importantă.



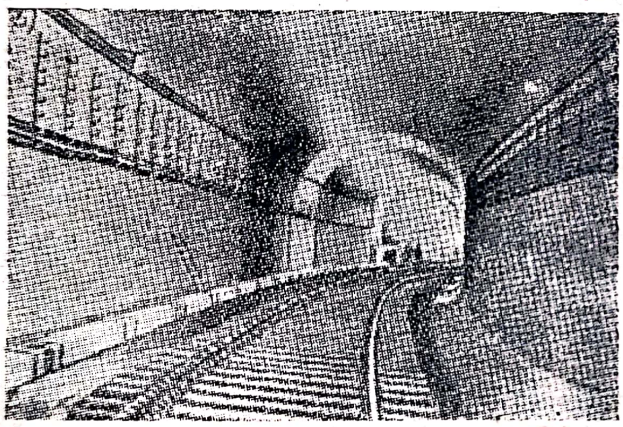


Fig. 17. Tunelul metropolitanului Moscovei:
a — montarea armăturii căptuşelii de beton armat; b — vedere generală a tunelului gata executat.

Betonul armat a căpătat o întrebuinţare pe scară destul de largă şi în construcţiile subterane. Astfel, la prima etapă a lucrărilor „Metropolitanului Moscovei“ s'au executat din beton armat cămăşile peste căptuşeala de beton, lucrările de hidroizolare ale tunelurilor în scopul de a asigura impermeabilitatea lor (fig. 17), radiere care lucrează la încovoiere sub acţiunea presiunii pământului şi altele. In alte cazuri, s'au executat lucrări de construcţii din beton armat prefabricat şi din beton monolitic (căptuşeli) la săpături orizontale şi verticale. Marea desvoltare pe care au luat-o construcţiile subterane din U.R.S.S. a necesitat elaborarea unor noi studii teoretice. Una dintre problemele cele mai complicate — calculul construcţiilor subterane — a fost elaborată de profesorul S. S. Davâdov, care a propus o nouă metodă de calcul. Folosirea acestei metode contribue, totodată, la reducerea preţului de cost al construcţiilor.

In legătură cu desvoltarea pe scară largă a construcţiilor, către sfârşitul primului plan cincinal, s'a pus problema economisirii materialelor de

construcţii şi, în primul rând a metalului. Ca o primă măsură a fost introdusă peste tot sudura electrică la înnădirea armăturii.

Ulterior, s'a hotărît să se treacă la folosirea oţelului-beton cu rezistenţă superioară, care se obţine prin prelucrarea la rece a oţelului beton moale şi a barelor cu profil periodic laminate la cald.

O economie simţitoare de materiale s'a obţinut la proiectare, deoarece a devenit posibilă reducerea dimensiunilor elementelor, prin majorarea rezistenţelor admisibile ale betonului şi ale oţelului sau cu alte cuvinte, prin reducerea coeficienţilor de siguranţă. Intr'un termen scurt, între 1921 şi 1934, „Normele şi Condiţiile Tehnice pentru proiectarea elementelor de beton armat", au fost de patru ori revizuite şi prelucrate. La aceste lucrări au luat parte specialişti sovietici cunoscuţi ca: V. M. Cheldâş, I. V. Stolearov, A. F. Loleit, N. C. Lahtin, A. A. Gvozdev şi alţii.

In 1932 s'a trecut la revizuirea vechii teorii a betonului armat, pe baza ipotezei emise în 1932 de profesorul A. F. Loleit. Acesta a sugerat o serie de alte propuneri în legătură cu noua teorie a betonului armat (I. V. Stolearov, M. I. Ştaerman şi alţii), care se deosebeau prin unele premise de bază.

Către primăvara anului 1936, pornind dela propunerea profesorului A. F. Loleit, laboratorul de construcţii de beton armat al ŢNIPS-ului a elaborat în cea mai mare parte, sub conducerea profesorului A. A. Gvozdev, teoria nouă a calculului elementelor de beton armat după stadiul de rupere, iar la începutul anului 1939, au fost introduse în practică noile „Norme şi Condiţii Tehnice" N şi TU (OST 90003 — 38), obligatorii pentru proiectarea elementelor de beton armat ale clădirilor industriale şi civile.

Trebue să se noteze că un rol proeminent în elaborarea noii teorii de calcul a elementelor de beton armat şi pentru desvoltarea ei în viitor, l-au avut oamenii de ştinţă sovietici A. F. Loleit, A. A. Gvozdev, Ia. V. Stolearov, V. I. Murașev, P. L. Pasternac, V. A. Bușcov şi alţii.

Primele lucrări experimentale şi teoretice legate de elaborarea noii teorii coincid aproximativ, cu începutul celei de *a doua etape de desvoltare a betonului armat,* caracterizat printr'o largă elaborare şi aplicare a elementelor de beton armat în spaţiu şi a elementelor de beton precomprimat. Dintre specialiştii străini care au contribuit, în această etapă la desvoltarea betonului precomprimat, pot fi citaţi: Dischinger (Germania) şi Freyssinet (Franţa).

Noua metodă de calcul la rupere, pe lângă faptul că oglindeşte mai bine comportarea betonului armat în comparaţie cu vechea metodă de calcul după rezistenţele admisibile (betonul armat elastic), duce şi la o economie importantă de oţel, mai ales la elementele solicitate la compresiune şi întindere excentrică.

Avantajele noii teorii a betonului armat sunt dovedite, iar prioritatea elaborării şi introducerii ei în practică aparţine oamenilor de ştiinţă sovietici. In ultimii ani, oamenii de ştiinţă dintr'o serie de alte ţări, recunoscând importanţa de necontestat, atât din punct de vedere teoretic, cât şi din punct de vedere practic, a metodei sovietice de calcul la rupere, au început deasemenea să lucreze la introducerea ei.

Scanned with OKEN Scanner

Paralel cu elaborarea noii metode de calcul, oamenii de știință și inginerii sovietici — colaboratorii Institutelor ȚNIPS, KTIS, Promstroiproect, ai Institutului de cercetări științifice pentru construcții al Ministerului Construcțiilor de Mașini precum și alte instituții, au depus o muncă intensă la elaborarea unei serii de instrucțiuni, de condiții tehnice, de indicații pentru a se putea unifica proiectarea diferitelor elemente de beton armat — cadre și schelete, planșee ciuperci, planșee și acoperișuri cu suprafețe autoportante, elemente cu armătură rigidă, elemente de beton precomprimat etc.

Astfel Normele și Condițiile Tehnice N și TU, unice în lume, la baza cărora se găsește metoda calculului elementelor după stadiul de rupere, instrucțiunile originale pentru proiectarea elementelor de beton armat, precum și particularitățile execuției construcțiilor în condițiile orânduirii sovietice, au constituit premisele pentru crearea, în U.R.S.S., a noii școli înaintate pentru construcții de beton armat.

Această școală s'a desvoltat ca o consecință a necesităților vieții înșăși, în cursul realizării planurilor cincinale, a necesității executării unor mari volume de lucrări în termene scurte — cu respectarea concomitentă a cerinței de economisire a oțelului și a cimentului, de îmbunătățire a calității lucrărilor și de industrializare a construcțiilor.

In ce privește metodele de execuție a lucrărilor de beton armat, trebue menționat că metodele aplicate în Rusia dinainte de Revoluție, erau, în majoritatea cazurilor, rudimentare și nu mai corespundeau uriașelor volume de lucrări executate după Marea Revoluție Socialistă din Octombrie. In sectorul construcțiilor industriale și de locuințe s'au obținut în cursul anilor Puterii Sovietice, succese foarte mari.

Prin eforturile oamenilor de știință sovietici N. M. Beleaev, B. G. Scramtaiev, I. P. Alexandrin și alții, a fost elaborată o nouă tehnologie a betonului. Deasemenea au fost elaborate metode de alegere a compoziției betonului, tehnologia preparării lui, metode de accelerare a întăririi betonului etc. A fost organizată o rețea deasă de laboratoare centrale pe lângă trusturile de construcții și de laboratoare de șantier, pentru a se asigura un control eficace al calității betoanelor. Pe șantierele mari și într'o serie de centre industriale, prepararea betonului se face în fabrici centrale de beton.

La executarea unor astfel de construcții mari, de exemplu, centralele hidroelectrice de pe Nipru și de pe Svir, sistemele de mecanizare a lucrărilor de beton și de beton armat erau foarte perfecționate și întreceau metodele folosite pe șantierele multor țări europene. Pe șantierele centralei hidroelectrice de pe Svir (profesor N. N. Lucnițchi), au fost folosite următoarele mecanisme: dispozitive de transport pneumatic al cimentului, vibratoare electrice, o fabrică puternică de spălare și de sortare a agregatelor precum și transportarea lor cu un funicular, la fabrica de beton.

Dintre realizările importante în domeniul execuției trebue să amintim elaborarea metodelor de betonare pe timp de iarnă — prioritatea acestei metode aparținând constructorilor sovietici (S. A. Mironov, V. N. Sizov și alții): metoda conservării căldurii („termosului“,) adică menținerea betonului pe timp de iarnă fără încălzire, metoda „încălzirii electrice“, aplicabilă la be-

Scanned with OKEN Scanner

tonarea în timpul iernii a elementelor cu secţiuni reduse şi metoda betonării în barăci încălzite, mobile. Aceste metode permit executarea lucrărilor de beton armat în tot cursul anului.

De mare însemnătate pentru executarea construcţiilor de beton armat a fost în ultimii ani folosirea metodelor rapide industriale ca adaptarea unor sisteme raţionale de cofraje de inventar (mobile, alunecătoare, transportabile), utilizarea la armarea construcţiilor a plaselor şi carcaselor sudate — plane şi în spaţiu — precum şi o mai largă folosire a elementelor prefabricate.

Este necesar să ne oprim puţin şi la *construcţiile de poduri de beton armat,* începute în U.R.S.S., în 1899 şi care au atins proporţii destul de mari. In acest domeniu academicianul G. P. Perederii are un merit deosebit. El a scris primul curs de poduri de beton armat, editat în 1912; tot el a elaborat, pentru prima dată, proiectele podurilor prefabricate din beton armat, iar în anul 1936 s'a construit peste Neva, după proiectul lui, un pod pe arce cu mare deschidere, la care a fost folosită armătură din tuburi. Acesta este unicul pod mare în lume la care s'a folosit acest mod de construcţie.

Importantele poduri de beton armat, executate înainte de Marele Război pentru Apărarea Patriei, peste Nipru, Volga, Moscova, Cura şi alte râuri, sunt mărturi ale realizărilor sovietice în acest domeniu. Pe căile ferate ale U.R.S.S. s'au executat multe poduri pe grinzi, cu deschideri până la 33,0 m. De o mare însemnătate au devenit podurile prefabricate pe grinzi, la a căror construcţie au un rol hotărîtor puternicele macarale de montaj, cu o capacitate de ridicare până la 100 t.

Podurile de beton armat pe arce au căpătat o mare răspândire la lucrările de căi ferate şi de şosele. Dintre podurile de acest fel, prezintă un mare interes podul amintit, de peste Neva şi podurile pe arce fără timpane.

Hotărîrea Consiliului de Miniştri al U.R.S.S. din 9 Mai 1950 cu privire la reducerea costului construcţiilor, pune în faţa constructorilor sovietici noi sarcini importante, una dintre acestea fiind industrializarea construcţiilor de beton armat. In această direcţie, se deschid în faţa inginerilor şi a oamenilor de ştiinţă sovietici, perspectivele unei uriaşe munci creatoare.

In prezent, desvoltarea în U.R.S.S. a teoriei şi a practicii betonului armat intră într'o nouă fază, cea de treia. Această a treia fază a *desvoltării betonului armat* se caracterizează, în primul rând, prin trecerea generală la construcţii industriale de beton armat prefabricat şi monolitic, în al doilea rând, prin trecerea la noua metodă înaintată de calcul al construcţiilor la starea limită, prioritatea elaborării acestei teorii aparţinând deasemenea şcolii de ingineri sovietici.

Metoda calculului la starea limită, care ţine seamă, în măsura maxim posibilă, de factorii de bază care influenţează modul de comportare a construcţiilor, este pusă la baza proiectului noilor Norme Oficiale. Primele propuneri şi lucrări folosind această metodă au fost făcute de oamenii de ştiinţă sovietici: N. M. Ghersevanov, N. S. Streleţchi, A. A. Gvozdev şi alţii; bazele metodologiei calculului construcţiilor au fost elaborate în 1947—1948, de Comisia de unificare a metodelor de calcul a construcţiilor, sub preşedinţia profesorului V. M. Cheldâş.

Scanned with OKEN Scanner

3. Domeniile actuale de întrebuințare a betonului armat. Betonul armat monolitic și betonul armat prefabricat

In prezent, betonul armat este foarte mult întrebuințat în diverse ramuri ale construcțiilor, în care sunt elaborate forme originale de elemente, caracteristice numai acestui material.

Față de construcțiile de zidărie sau metalice, betonul armat permite în multe cazuri soluții mai raționale, caracterizate printr'un preț de cost mai redus; de exemplu, la construcția clădirilor de fabrici și uzine, depozitelor și clădirilor publice, la silozuri, buncăre și rezervoare, la diferite construcții de instalații de apă și canalizare, la estacade cu diferite destinații, la viaducte și paserele peste căile ferate, la poduri de căi ferate, la coșuri înalte de fum, piloți, fundații pe chesoane, ziduri de sprijin etc.

In domeniul construcției de poduri, betonul armat a căpătat în U.R.S.S. o uriașă desvoltare: el este folosit, atât la deschideri mici și mijlocii, cât și la deschideri mari; se construesc poduri importante pe arce, cu deschideri până la 230 m. Aceasta constitue cea mai puternică dovadă că U.R.S.S. ocupă primul loc în lume în ceeace privește mărimea deschiderilor podurilor de beton armat. In diferite locuri din U.R.S.S. se construesc poduri pe grinzi de beton armat precomprimat, care prezintă avantaje foarte mari față de podurile de beton armat obișnuit.

O întrebuințare pe scară largă o are betonul armat la executarea cheurilor, a centralelor hidroelectrice, a barajelor, a ecluzelor, a docurilor și a altor construcții hidrotehnice. Pe marile șantiere ale comunismului se execută lucrări de beton și de beton armat de un volum foarte mare.

Betonul armat se întrebuințează cu succes la construcții subterane, la execuția unor construcții ca: tuneluri pe căile de comunicații, tuneluri hidrotehnice sau cu altă destinație, precum și la exploatările miniere, pentru consolidarea minelor și galeriilor din mină orizontale.

Pe lângă toate aceste destinații, betonul armat este întrebuințat la executarea drumurilor, la executarea stâlpilor (pilonilor) pentru linii de înaltă tensiune, linii telegrafice, funiculare etc.

La construcția diferitelor feluri de pontoane de beton armat și a docurilor plutitoare, U.R.S.S. a obținut rezultate însemnate și, în multe direcții, a întrecut alte țări.

Betonul armat era considerat înainte puțin utilizabil pentru pereții exteriori ai clădirilor de locuit și ai clădirilor publice, mai ales în regiunile cu climă rece. Totuși, în acest domeniu au fost obținute în U.R.S.S. rezultate pozitive prin folosirea panourilor mari de construcții complexe.

Dintre elementele construcțiilor civile sunt răspândite mai ales planșeele de beton armat dintre etaje, între care există sisteme care se deosebesc printr'o conductibilitate termică și fonică redusă și printr'un înalt grad de industrializare. Adeseori se folosesc acoperișuri de beton armat (plane, înclinate și boltite, cupole, apoi scări, balcoane, bovindouri etc.). Deasemenea se execută adeseori fundații de beton armat. In funcție de mărimea încărcărilor și de proprietățile solului, acestea pot fi executate sub formă de tălpi izolate sub stâlpi, sub formă de fundații continue sub un șir întreg de stâlpi sau sub formă de radier sub toată clădirea. In sfârșit, într'o

serie de cazuri se întrebuințează piloți de beton armat, puțuri de fundație și chesoane. Betonul armat este întrebuințat pe o scară largă și la executarea construcțiilor de apărare cu caracter de lungă durată, de exemplu, pentru obstacolele artificiale și la construcții subterane, precum și la execuția diferitelor construcții interioare — planșee intermediare, pereți despărțitori, scări etc.

Numeroasele feluri de construcții enumerate mai sus devin și mai avantajoase dacă se aplică sistemele de construcții moderne și metodele moderne pentru executarea lor. Construcțiile de beton armat se realizează monolitice sau prefabricate, în funcție de caracterul lor, de destinație, de materialele locale care se pot întrebuința, de termenele impuse pentru executare și de alte eventuale condiții.

Betonul armat monolitic este întrebuințat în multe ramuri ale construcțiilor. Astfel, el permite executarea unei serii de construcții care sunt greu de alcătuit din elemente separate, de exemplu, rezervoare, bazine de înnot, multe tipuri de buncăre, fundații grele pentru utilaj de laminat, construcții hidrotehnice etc.; apoi, clădirile industriale care nu au decât parter sau care au mai multe etaje, caracterizate prin faptul că se execută din elemente nestandardizate și sunt prevăzute cu utilaj greu; după aceea urmează categoria construcțiilor care se execută ușor și repede, folosind cofrajele alunecătoare și mobile: silozuri, turnuri, coșuri de fabrică etc.; în sfârșit, acoperișuri de suprafețe autoportante în spațiu (membrane, suprafețe în linie frântă), la executarea cărora se folosesc cofraje mobile (rulante) etc.

Volumul de muncă important și consumul mare de cherestea, necesare la confecționarea cofrajelor și a schelelor, erau considerate, până nu de mult, desavantajele esențiale ale betonului armat monolitic. Prin industrializarea lucrărilor de cofraj, armătură și beton, s'a obținut o reducere simțitoare a acestor desavantaje și o scădere a costului construcțiilor monolitice de beton armat.

Executarea pe cale industrială a construcțiilor de beton armat monolitic necesită, înainte de toate, folosirea macaralelor (macaralele mobile pe șenile sau pe autocamioane). Afară de aceasta, trebue să se aplice pretutindeni cofrajele de inventar (mobile, alunecătoare și rulante) precum și cofrajele de inventar confecționate din panouri, iar pentru armare, plasele și carcasele sudate — plane și în spațiu. Transportul betonului trebue să se facă după tipul construcției, cu macaralele mobile în vase speciale, cu autocamioane basculante, cu pompe de beton etc.; îndesarea betonului trebue să se facă în mod obligatoriu cu vibratoare și după alte metode perfecționate.

Elementele de construcție prefabricate de beton armat sunt mai ușor de industrializat decât cele monolitice. Executarea construcțiilor se transformă într'o simplă montare a unor elemente dinainte executate la fabrică; deasemenea menținerea betonului în cofraje nu mai este necesară. Afară de aceasta, montajul se poate face și în timpul iernii fără să fie necesare măsuri speciale de protecție. Prin urmare, atunci când se folosește betonul armat prefabricat, construcția se poate da în exploatare într'un termen mult mai scurt, ceeace reprezintă un avantaj important.

Scanned with OKEN Scanner

serie de cazuri se întrebuinţează piloţi de beton armat, puţuri de fundaţie şi chesoane. Betonul armat este întrebuinţat pe o scară largă şi la executarea construcţiilor de apărare cu caracter de lungă durată, de exemplu, pentru obstacolele artificiale şi la construcţii subterane, precum şi la execuţia diferitelor construcţii interioare — planşee intermediare, pereţi despărţitori, scări etc.

Numeroasele feluri de construcţii enumerate mai sus devin şi mai avantajoase dacă se aplică sistemele de construcţii moderne şi metodele moderne pentru executarea lor. Construcţiile de beton armat se realizează monolitice sau prefabricate, în funcţie de caracterul lor, de destinaţie, de materialele locale care se pot întrebuinţa, de termenele impuse pentru executare şi de alte eventuale condiţii.

Betonul armat monolitic este întrebuinţat în multe ramuri ale construcţiilor. Astfel, el permite executarea unei serii de construcţii care sunt greu de alcătuit din elemente separate, de exemplu, rezervoare, bazine de înnot, multe tipuri de buncăre, fundaţii grele pentru utilaj de laminat, construcţii hidrotehnice etc.; apoi, clădirile industriale care nu au decât parter sau care au mai multe etaje, caracterizate prin faptul că se execută din elemente nestandardizate şi sunt prevăzute cu utilaj greu; după aceea urmează categoria construcţiilor care se execută uşor şi repede, folosind cofrajele alunecătoare şi mobile: silozuri, turnuri, coşuri de fabrică etc.; în sfârşit, acoperişuri de suprafeţe autoportante în spaţiu (membrane, suprafeţe în linie frântă), la executarea cărora se folosesc cofraje mobile (rulante) etc.

Volumul de muncă important şi consumul mare de cherestea, necesare la confecţionarea cofrajelor şi a schelelor, erau considerate, până nu de mult, desavantajele esenţiale ale betonului armat monolitic. Prin industrializarea lucrărilor de cofraj, armătură şi beton, s'a obţinut o reducere simţitoare a acestor desavantaje şi o scădere a costului construcţiilor monolitice de beton armat.

Executarea pe cale industrială a construcţiilor de beton armat monolitic necesită, înainte de toate, folosirea macaralelor (macaralele mobile pe şenile sau pe autocamioane). Afară de aceasta, trebue să se aplice pretutindeni cofrajele de inventar (mobile, alunecătoare şi rulante) precum şi cofrajele de inventar confecţionate din panouri, iar pentru armare, plasele şi carcasele sudate — plane şi în spaţiu. Transportul betonului trebue să se facă după tipul construcţiei, cu macaralele mobile în vase speciale, cu autocamioane basculante, cu pompe de beton etc.; îndesarea betonului trebue să se facă în mod obligatoriu cu vibratoare şi după alte metode perfecţionate.

Elementele de construcţie prefabricate de beton armat sunt mai uşor de industrializat decât cele monolitice. Executarea construcţiilor se transformă într'o simplă montare a unor elemente dinainte executate la fabrică; deasemenea menţinerea betonului în cofraje nu mai este necesară. Afară de aceasta, montajul se poate face şi în timpul iernii fără să fie necesare măsuri speciale de protecţie. Prin urmare, atunci când se foloseşte betonul armat prefabricat, construcţia se poate da în exploatare într'un termen mult mai scurt, ceeace reprezintă un avantaj important.

Scanned with OKEN Scanner

Afară de aceasta, în cazul întrebuinţării betonului armat prefabricat, deoarece cofrajele pot fi folosite din nou şi datorită faptului că în unele cazuri se folosesc cofraje metalice (în fabrici), se obţine reducerea volumului de muncă şi se realizează o mare economie de material lemnos.

In ceeace priveşte formele sale constructive, betonul armat prefabricat se deosebea la început de cel monolitic, mai târziu însă, odată cu perfecţionarea tehnologiei executării în fabrici a elementelor de construcţie, elementele prefabricate au început să ia forme diferite de ale celor monolitice, ceeace avea drept consecinţă o greutate proprie mai redusă.

Din beton armat prefabricat se pot executa multe clădiri şi construcţii, atât industriale, cât şi civile; betonul armat prefabricat s'a întrebuinţat şi la execuţia clădirilor de locuit cu mai multe etaje.

Elementele prefabricate sunt avantajoase în special în cazurile când obiectul care se construeşte are un număr mic de tipuri de elemente standardizate, care se repetă de multe ori.

O deosebită importanţă pentru răspândirea elementelor de beton armat prefabricat, mai ales la construcţii de locuinţe, a marcat conferinţa tehnico-ştiinţifică organizată de Comitetul din Moscova al P.C. (b) al U.R.S.S. în 1951, pentru problemele privitoare la construcţiile civile şi de locuit, la materialele de construcţii şi la lucrările de proiectare şi de explorare.

Ţinându-se seamă de avantajele betonului armat prefabricat, betonul monolitic trebue să fie utilizat numai în împrejurările când, din cauza caracterului elementelor, întrebuinţarea betonului armat prefabricat este evident neraţională şi imposibilă.

Studiind caracteristicile generale ale betonului armat monolitic şi prefabricat, se poate deduce că fiecare dintre acestea trebue să fie întrebuinţată în mod corespunzător.

4. Avantajele şi desavantajele construcţiilor de beton armat

Avantajele betonului armat sunt: rezistenţa la foc, rezistenţa mecanică superioară, stabilitatea mare la solicitări seismice, durabilitatea, o relativă rapiditate a execuţiei, faptul că se pretează pentru orice formă constructivă, precum şi uşurinţa de întreţinere.

1. *Betonul armat* este unul dintre materialele de construcţie din cele mai *rezistente la foc*. După cum se ştie, oţelul nu este rezistent la foc; la acţiunea directă a focului, el se deformează, ceeace poate să provoace prăbuşirea construcţiilor metalice şi a părţilor de construcţie legate de ele.

Din punct de vedere practic, betonul însă este un material rezistent la foc. La rezistenţa la foc a betonului armat contribue cel mai mult agregatele. Din acest punct de vedere, cele mai indicate sunt: bazaltul, diabazul şi, mai ales, şamota şi sgurile de furnal.

Betonul protejează oţelul înglobat în el împotriva încălzirii rapide până la temperaturi periculoase. Astfel, în cazul unei temperaturi permanente de 1000—1100°, dacă stratul de protecţie (acoperire) de beton are o grosime de 2,5 cm, armătura se încălzeşte până la 550°C abia peste o oră, iar dacă stratul de protecţie are 5 cm, abia peste două ore.

Scanned with OKEN Scanner

Din practică s'a constatat că o construcţie corect proiectată şi executată în mod satisfăcător nu este distrusă de incendiu. Totodată s'a stabilit că stratul de beton adoptat pentru acoperirea armăturii în grosime de 1,5—2 cm este suficient pentru a asigura rezistenţa planşeului de beton armat la incendii obişnuite. Pentru ca o construcţie să aibă o rezistenţă superioară la foc, grosimea stratului de protecţie se măreşte la 3—4 cm.

Incendiile produse la Petersburg în 1909 la fabrica de produse farmaceutice şi în 1913 la unele depozite a dovedit că, deşi acţiunea temperaturilor înalte a fost de lungă durată (timp de 5—7 ore), nu s'au produs prăbuşiri de planşee de beton armat, iar deteriorările au avut un caracter — în majoritatea cazurilor — superficial. Niciun fel de alte planşee nu ar fi putut rezista la o acţiune atât de puternică a focului.

Totuşi, în cazul unor incendii de foarte lungă durată, chiar şi clădirile de beton armat pot fi distruse din cauză că oţelul ajunge la temperaturi foarte înalte (1000°C şi mai mari). Un astfel de exemplu l-a constituit un depozit servind la păstrarea inului, situat în oraşul Riga, care a fost distrus din cauza unui incendiu de lungă durată.

2. Rezistenţa betonului armat la acţiunea agenţilor atmosferici şi la acţiuni chimice în general este identică aceleia a betonului obişnuit. In ce priveşte *rezistenţa la eforturi mecanice,* aceasta depăşeşte rezistenţa betonului obişnuit şi depinde, atât de calitatea betonului însăşi, cât şi de cantitatea, rezistenţa şi aşezarea oţelului conţinut în acesta.

In comparaţie cu construcţiile de zidărie şi beton, construcţiile de beton armat admit deschideri mai mari, iar dimensiunile elementelor rezultate din calculul la rezistenţă se obţin mai mici.

Deoarece betonul armat este monolit şi destul de elastic, el rezistă mai bine la sarcini dinamice decât betonul obişnuit nearmat. Experienţe şi observaţii numeroase au stabilit, de exemplu, că vibraţiile provocate de maşini cu turaţie mare, prevăzute cu piese turnante nu exercită o influenţă defavorabilă asupra construcţiilor de beton armat (dacă acestea sunt calculate corect la solicitări dinamice). In betonul armat are loc o repartizare mai uniformă a şocurilor decât în betonul simplu, deoarece la acest fel de solicitări rezistă toată masa betonului armat. De exemplu, în cazul baterii piloţilor din beton armat, deobicei, corpul pilotului nu se distruge; loviturile berbecului pot deteriora betonul numai la partea superioară a pilotului. In timpul Marelui Război pentru Apărarea Patriei s'a observat că clădirile şi construcţiile cu schelet de beton armat au fost cele mai puţin deteriorate de bombardamente.

Astfel, betonul armat având o rezistenţă mai mare şi elasticitate superioară betonului obişnuit, rezistă foarte bine, atât la acţiunea încărcărilor statice, cât şi a celor dinamice.

3. Un avantaj important al construcţiilor de beton armat îl constitue *rezistenţa lor la solicitări seismice,* care se explică prin faptul că acestea sunt monolitice şi foarte rigide. Acest lucru a fost confirmat în timpul cutremurelor mari dela San Francisco, Messina, în Japonia şi în alte locuri, unde construcţiile de beton s'au dovedit a fi cele mai rezistente.

4. Faptul că unele construcţii de beton armat executate pe bază de date ştiinţifice datează de peste 50 de ani, constitue o dovadă puternică

pentru *durabilitatea* betonului armat. Această durabilitate este asigurată din multe puncte de vedere, prin faptul că betonul care cuprinde armături de oțel, le protejează împotriva coroziunii, iar rezistența betonului însăși crește cu timpul.

Lipsa coroziunii armăturii se explică, în primul rând prin faptul că stratul de protecție compact de beton ferește oțelul de accesul aerului, iar în al doilea rând, din cauza acțiunii chimice a mortarului de ciment. Dacă se amestecă ciment cu apă, se produce o reacție bazică puternică din cauza varului care se separă prin hidroliză, iar oțelul are proprietatea de a rezista la oxidare în prezența substanțelor bazice tari.

Totuși, odată cu apariția fisurilor în beton și în cazul când metalul nu este complect acoperit cu mortar de ciment, adică în cazul când aerul și apa pot ajunge la armături, se poate ca metalul să se oxideze; deaceea se recomandă ca armătura să nu se așeze prea aproape de suprafața exterioară a betonului și să se folosească betoane compacte.

Numeroase cercetări ale construcțiilor vechi de beton armat au arătat că acestea s'au păstrat nealterate.

Cercetările făcute asupra plăcilor de beton armat, care au stat în apă mai mult decât șase ani, au dovedit că barele de armătură cu diametrul de 7—8 mm au ruginit complect la capetele care au rămas descoperite, în timp ce părțile care se găseau în interiorul plăcii nu au suferit nicio urmă de coroziune.

Această calitate a betonului armat și anume de a proteja armătura împotriva coroziunii, constitue, în multe cazuri, un mare avantaj în comparație cu construcțiile metalice. Acest avantaj este important mai ales la construcțiile care sunt supuse la acțiunea fumului, care conține compuși sulfuroși; dintre acestea fac parte depourile de locomotive, paserelele peste căile ferate etc.

5. Din compararea construcțiilor de beton armat cu cele metalice, rezultă că, deși în cazul construcțiilor de beton armat turnate pe loc, este necesară o *durată mai mare* de executare, totuși ele pot fi executate în general mai repede decât construcțiile metalice, deoarece confecționarea în fabrică și, în special, în ateliere, a elementelor de construcții metalice necesită termene destul de lungi.

Un alt avantaj pe care-l prezintă betonul armat este acela că necesită numai materiale de construcții obișnuite. Pietrișul sau piatra spartă și nisipul (care compun masa de bază a betonului în ce privește volumul), sunt în multe cazuri materiale locale, iar transportul cimentului și al oțelului-beton obișnuit nu poate provoca dificultăți excepționale. Metodele moderne de executare a lucrărilor de beton armat (carcasele și plasele sudate, cofrajele de inventar etc.), mai ales pentru anumite feluri de elemente de construcție, contribue la realizarea lor foarte rapidă.

6. *Cheltuelile pentru reparația* construcțiilor de beton armat sunt tot atât de neînsemnate ca și cele pentru construcțiile de zidărie și incomparabil mai mici decât cele pentru construcțiile metalice.

7. *Posibilitatea de a da betonului armat* orice formă permite satisfacerea tuturor necesităților constructive, de execuție și arhitecturale; această proprietate este foarte importantă, mai ales în cazul refacerii construcțiilor deteriorate sau distruse.

Scanned with OKEN Scanner

8. *Din punct de vedere igienic,* construcţiile din beton armat au de asemenea avantaje în comparaţie cu cele din zidărie şi, mai eles în comparaţie cu cele din lemn, deoarece sunt monolitice, n'au rosturi, găuri, crăpături unde se pot cuibări paraziţi şi unde se poate depune praf. Deaceea, elementele din beton armat (în special planşeele) sunt foarte indicate la anumite clădiri, de exemplu, spitale, şcoli etc.

Desavantajele betonului sunt următoarele:

1. Costul destul de mare ale schelelor şi al cofrajelor; aceste cheltueli se reduc la minimum în cazurile când se pot folosi: betonul armat prefabricat, carcase portante sudate, cofraje mobile sau alunecătoare.

2. Faptul că aceste lucrări sunt relativ complicate, necesitatea unui control tehnic special şi necesitatea folosirii unor muncitori calificaţi.

3. Dificultăţile întâmpinate la executarea lucrărilor în aer deschis în cazul temperaturilor joase: necesitatea de a se încălzi materialele şi o serie de alte măsuri; prin folosirea betonului armat prefabricat, aceste neajunsuri dispar aproape cu totul.

4. Necesitatea, în cazul când se întrebuinţează ciment obişnuit, de a menţine construcţia pe cofraje timp îndelungat (în funcţie de felul construcţiei şi de temperatura de întărire: 6—28 zile). Dacă se întrebuinţează cimenturi de marcă superioară, acceleratori de priză, vacuumarea etc., termenele de menţinere a construcţiei pe cofraje pot fi reduse de două până la trei ori.

5. Imposibilitatea de a verifica armăturile după terminarea betonării. Există totuşi încercări încununate de succes, de examinare a elementelor de construcţii la raze Roentgen, cu ajutorul cărora se poate verifica prezenţa armăturii şi chiar eventualele coroziuni pronunţate ale lor. Există deasemenea un aparat indicator — detector — cu ajutorul căruia se poate descoperi prezenţa armăturii.

6. Dificultăţile la executarea consolidărilor şi modificărilor unor construcţii gata executate, precum şi greutăţile la executarea găurilor, baterea cuielor, a cârligelor etc.

7. O conductibilitate fonică şi termică relativ mare. In cazul când este necesar, aceste neajunsuri pot fi totuşi diminuate prin întrebuinţarea formelor constructive şi a izolaţiilor corespunzătoare.

8. Posibilitatea apariţiei fisurilor, exfolierea eventuală a betonului etc.

In cele ce urmează se va analiza pe scurt ultimul desavantaj.

Fisurile pot fi provocate din condiţiile de întărire a betonului — „contracţia" lui, sau din cauza suprasolicitării materialului (supraîncărcarea, tasarea reazemelor).

Fisurile provenite din contracţia betonului sunt în majoritatea cazurilor superficiale şi nu prezintă pericol pentru rezistenţa construcţiei; totuşi, pentru a se evita coroziunea armăturii, ele trebue astupate.

Fisurile provenite din suprasolicitări apar, în majoritatea cazurilor, la partea întinsă şi, foarte rar, la cea comprimată. Fisuri care nu se observă cu ochiul liber apar în zona întinsă chiar la elemente executate în mod excepţional de bine, deoarece formarea lor este provocată (la eforturi unitare normale în armătură) de eforturile mari de întindere din beton, de care nu se ţine deobicei seamă în calcule. O practică de lungă durată în domeniul construcţiilor de beton armat arată că aceste fisuri nu sunt periculoase.

Scanned with OKEN Scanner

Fisurile din zona comprimată indică deobicei o dimensionare greşită a secţiunii la eforturile de compresiune, iar fisurile dela reazemele grinzilor indică existenţa unei armături prea slabe, pentru preluarea eforturilor principale de întindere. Astfel de fisuri, precum şi cele care provin din cauza execuţiei incorecte a lucrărilor (tasarea cofrajelor) sunt cu totul inadmisibile.

Exfolierea betonului poate fi provocată de ruginirea armăturii, precum şi de o îndesare mecanică insuficientă a betonului. In zonele comprimate este posibilă exfolierea betonului din cauza flambării barelor care au legături transversale slabe: în zonele întinse aceasta este provocată de distrugerea aderenţei dintre armătură şi beton.

In practica construcţiilor de beton armat se cunosc cazuri de distrugere a unor părţi de construcţii şi chiar a întregii construcţii. Nu se poate considera însă că aceste cazuri se datorează neajunsurilor generale ale betonului armat. La cercetarea cauzelor distrugerii s'au descoperit totdeauna greşeli, în majoritatea cazurilor, la execuţia lucrărilor, iar uneori la calcul sau în desenele de execuţie.

Influenţa curentului electric asupra betonului armat a făcut obiectul unor cercetări speciale. La trecerea curentului continuu prin armătura betonului armat, dacă betonul este umed, la electrodul pozitiv se formează rugină; din această cauză pot apărea fisuri, iar stratul de protecţie de beton poate cădea. Dacă betonul este vechi şi uscat, curentul nu are acţiune dăunătoare. Cu toate acestea este bine să se evite punerea în contact direct a armăturii construcţiilor de beton armat cu conductorii electrici.

După cum reiese din cele expuse, avantajele pe care le prezintă betonul armat sunt atât de însemnate în comparaţie cu desavantajele sale (care, în majoritatea cazurilor se pot înlătura), încât acestea din urmă nu au putut să constitue o piedică în întrebuinţarea lui pe scară largă în multe ramuri ale construcţiilor.

PARTEA I

ELEMENTELE CONSTRUCȚIILOR DE BETON ARMAT

CAPITOLUL I

MATERIALE FOLOSITE PENTRU BETONUL ARMAT, PROPRIETĂȚILE DE BAZĂ FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI, OȚELULUI ȘI ALE BETONULUI ARMAT

§ 1. BETONUL

1. Generalități

Pentru a se obține, în elementele de beton armat, un beton cu calitățile necesare, o primă condiție este să se aleagă în mod corespunzător materialele componente. Apoi trebue să se stabilească compoziția corectă a betonului, consistența lui, metodele de turnare (îndesare) și îngrijirea lui ulterioară (umezire, încălzire etc.).

In ce privește materialele pentru beton, se notează numai următoarele:

La construcțiile de beton armat se întrebuințează cimenturi silicioase (cimenturile portland) cu marca cel puțin 200, ciment portland cu puzzolane, cimenturi portland cu sgură și ciment aluminos.

Pentru construcții care sunt supuse la acțiunea apelor marine, a apelor minerale, de mlaștini, a apelor de condensare și a altor ape care au o influență dăunătoare asupra cimentului portland, trebue să se întrebuințeze ciment portland cu puzzolane, iar în cazuri mai puțin importante ciment portland cu sgură.

Nu se admite întrebuințarea cimenturilor portland cu puzzolane în cazul temperaturilor ridicate, precum și atunci când aerul înconjurător este în permanență uscat.

Pentru construcții supuse în cursul exploatării la acțiunea temperaturilor înalte (construcțiile secțiilor de turnătorie, de tratament termic, ale secțiilor de forjerie etc.) se recomandă să se întrebuințeze cimentul portland cu sgură.

Cimentul aluminos poate fi întrebuințat dacă este necesar să se obțină un beton de rezistență mare în termene scurte, pentru construcții care sunt supuse la acțiunea apelor sulfatice precum și pentru confecționarea betoanelor refractare. Un astfel de ciment nu trebue să fie însă întrebuințat la construcții care vin în contact direct cu soluții bazice.

Calitățile cimentului se stabilesc după rezistența epruvetelor care se încearcă la compresiune (dozaj 1 : 3) și la întindere (dozaj 1 : 0 și 1 : 3) și trebue să satisfacă condițiile din GOST 970—41 și 969—41.

Apa care poate fi întrebuințată la prepararea betonului și spălarea agregatelor este apa obișnuită din rețelele de alimentare cu apă și apa

curată de fântână, de râu și de lac. Impuritățile dăunătoare sunt acizii, bazele și substanțele organice.

Agregatele de dimensiuni mari și mici se caracterizează prin următoarele proprietăți care influențează și calitatea betonului; mărimea, forma și suprafața granulelor, volumul golurilor, gradul de impurificare, compoziția chimică, rezistența.

Dintre aceste proprietăți se vor studia: mărimea și rezistența agregatelor.

Nisipurile întrebuințate sunt cele cuarțoase cu feldspat sau nisipul artificial, obținut la concasarea rocelor eruptive tari. Mărimea granulelor de nisip variază între 0,15 și 5 mm, pentru o porozitate e cel mult 40%. Trebue preferate nisipurile mari sau cu o granulație mijlocie. Betonul preparat cu nisip fin este mai puțin rezistent decât cel preparat cu nisip mare, deoarece suprafața globală a granulelor mici de nisip este mai mare; deaceea este necesară o cantitate mai mare de ciment. Se pot admite adausuri argiloase în nisip, în cantitate de cel mult 2% din greutate.

Pentru îmbunătățirea compoziției granulometrice a unui nisip prea fin se recomandă să se adauge în nisip până la 50% sgură granulată de furnal.

Ca agregate mari, se întrebuințează pietrișul natural sau piatra spartă din roce dure, precum și cărămida spartă cu limita de rezistență cel puțin egală cu marca cerută a betonului. Pentru încercarea cărămizilor se folosesc cuburi (cu muchia de 5 până la 10 cm).

Pentru a se asigura o așezare compactă a betonului în cofraje, este necesar ca dimensiunea cea mai mare a granulelor de pietriș sau a pietrii sparte să nu depășească următoarele valori: la grinzi, stâlpi și pereți subțiri — $1/4$ din dimensiunea cea mai mică a elementului de construcție (și nu mai mare decât distanța cea mai mică dintre barele armăturii); pentru plăcile planșeelor $1/2$ din grosimea plăcii. Pentru elemente masive cu armătură rară, se admite următoarea mărime limită a granulelor: 80—100 mm, dacă se folosesc betoniere cu o capacitate de 500 l, și până la 150 mm, dacă se folosesc betoniere cu o capacitate de 1000 l și mai mare.

La betonul armat ușor se pot întrebuința agregate de proveniență naturală sau artificială, și anume: piatra ponce, tufurile de Artic, calcarul cochilifer, sgurile de cazane, sgura granulată, alicăria de cărămidă, cheramzitul etc. Compoziția corectă a betonului (dozajul), adică raportul cantitativ dintre materialele componente (ciment, apă, agregate), se stabilește în funcție de rezistența de rupere și de consistența necesară (gradul de plasticitate) a betonului și este condiționat de felul elementului de construcție și de metoda adoptată pentru executarea lucrărilor. Consistența se măsoară prin tasarea trunchiului de con.

Limita de rezistență a betonului depinde în primul rând de raportul dintre cantitatea de apă și de ciment — raportul apa-ciment $\left(\frac{A}{C}\right)$; rezistența betonului este însă legată, pentru un anumit $\frac{A}{C}$, de calitatea agregatelor și de raportul dintre agregatele cu granule mici și cele cu granule mari.

Raportul dintre cantitatea granulelor de diferite mărimi — compoziţia granulometrică a agregatelor — influenţează în mare măsură consistenţa şi, prin aceasta, dozajul de ciment la metrul cub de beton. Se recomandă să se aleagă în aşa fel compoziţia granulometrică, încât să se poată obţine consistenţa necesară la o cantitate maximă de agregate adăugate pastei de ciment (apă plus ciment). Trebue însă să se aibă în vedere faptul că, pentru construcţiile de beton armat dozajul de ciment nu trebue să fie sub o anumită limită care să asigure obţinerea unui beton suficient de compact pentru a putea proteja în bune condiţii armătura împotriva coroziunii.

Acest minim este de 250 kg (în cazul când betonul se vibrează 220 kg) la 1 m³ de beton gata executat, pentru părţile de construcţii care sunt supuse la acţiunea agenţilor atmosferici sau a altor factori care provoacă oxidarea oţelului, iar în cazul când aceştia nu intervin, 220 kg la 1 m³ (în cazul vibrării 200 kg). Pentru elementele de construcţii care sunt în contact direct cu o apă supusă la îngheţare frecventă, dozajul minim de ciment se ia de 265 kg la 1 m³ beton (în cazul vibrării — 240 kg).

Metoda de alegere a compoziţiei (dozajului) betonului este expusă amănunţit în cursul de materiale de construcţii. Deobicei se procedează astfel: pornind dela agregatele mari şi mici de care dispunem, se fixează câteva raporturi diferite între cantitatea de nisip şi cea de pietriş; la amestecul format din aceste materiale se adaugă treptat cimentul şi apa într'o proporţie care corespunde cu rezistenţa cerută betonului, până în momentul când se obţine consistenţa necesară a amestecului.

Compoziţia betonului se exprimă în general sub formă de raport de greutate între cantitatea de ciment, nisip şi pietriş (piatră spartă), indicându-se raportul apă-ciment. Dozarea după greutate nu este însă asigurată decât la şantierele mari (în fabrici centrale de beton); în cazul când volumul lucrărilor de beton este redus, se cântăreşte numai cimentul, iar agregatele se măsoară la volum cu lăzi, roabe etc.

Pentru a se asigura un raport apă-ciment constant, şi, prin urmare, o rezistenţă constantă a betonului, este necesară o strictă cântărire a cimentului şi o dozare automată a apei.

Trebue totuşi să se ia în considerare faptul că dozarea corectă a materialelor componente nu este suficientă pentru a garanta obţinerea rezistenţei dorite a betonului; rezistenţa betonului depinde, într'o măsură foarte mare, şi de conştiinciozitatea cu care se amestecă şi se toarnă (se îndeasă) betonul precum şi de îngrijirea ulterioară a betonului gata turnat.

Din punctul de vedere al consistenţei, pentru construcţiile de beton armat se întrebuinţează în general beton plastic.

Alegerea consistenţei betonului depinde în primul rând de felul construcţiei şi de modul de transport şi de turnare a betonului.

Când betonul se îndeasă prin vibrare este posibilă folosirea betoanelor semi-vârtoase şi chiar vârtoase, ceeace are drept consecinţă ridicarea compactităţii şi a rezistenţei betonului, şi, respectiv, reducerea consumului de ciment. Astfel, la stâlpi, pereţi etc. se poate turna un beton având tasarea trunchiului de con între 5 şi 7 cm, iar la construcţiile masive — tasarea de 2,5 cm sau mai puţin.

Scanned with OKEN Scanner

Intrebuinţarea vibratoarelor permite turnarea betonului în tiparele cele mai complicate; deasemenea, în cazul când există o armătură deasă. Vibrarea este metoda principală de îndesare a betonului la construcţiile de beton armat.

Indesarea manuală a betonului poate fi admisă numai în cazul lucrărilor cu un volum foarte redus.

Odată cu adoptarea elementelor de construcţie continue din pereţi subţiri (membrane, suprafeţe în linie frântă, cu mai multe pante, cupole), a căpătat întrebuinţare vacuumbetonul şi mai ales betonul torcretat, care se caracterizează printr'o compactitate mare şi, prin urmare, printr'o rezistenţă ridicată la compresiune şi la întindere.

In domeniul betonului armat prefabricat îşi găseşte o întrebuinţare raţională betonul centrifugat (îndesat prin centrifugare). In acest caz, îmbunătăţirea calităţii betonului se obţine prin îndepărtarea surplusului de apă care există în betonul plastic, în cursul procesului de confecţionare a elementului de construcţie.

In acelaş scop sunt folosite metodele de compresare, vacuumare şi metodele combinate — vibropresare şi vibrare cu vacuumare.

In ultimul timp, la prepararea anumitor feluri de elemente prefabricate (grinzi dublu T) a început să se folosească metoda laminării acestora în laminoare speciale, care accelerează în mod sensibil livrarea producţiei.

2. Marca betonului

Proprietăţile mecanice ale betonului depind de o serie de factori: de calitatea cimentului întrebuinţat, de caracteristicele agregatelor, de compoziţia betonului, de raportul apă-ciment; deasemenea, de metoda de preparare a betonului, de turnarea şi de prelucrarea lui în construcţie. Drept caracteristică mecanică de bază a betonului se ia rezistenţa lui — deobicei aşa numita rezistenţă „cubică" — adică limita de rezistenţă la compresiune R a cubului[1]) cu dimensiunile muchiilor de 20 cm. Betonul de compoziţia întrebuinţată se foloseşte în operă, preparat şi încărcat (la 28 de zile) conform OST 90050 — 39.

In funcţie de rezistenţa cubică, betoanele se împart după mărci. N şi TU—3—49[2]) stabilesc 12 mărci de bază ale betonului: 50, 70, 90, 110, 140, 170, 200, 250, 300, 400, 500, 600.

Pentru betoanele preparate cu cimenturi cu puzzolane şi cu cimenturi portland cu sgură care se întăresc încet, se admite stabilirea mărcii betonului folosind cuburi care au o vârstă mai mare decât 28 de zile, însă cu condiţia să nu depăşească 90 de zile — în funcţie de termenele de decofrare şi de încărcare a elementului de construcţie. Pentru betoanele preparate din cimenturi cu priză rapidă sau cu adausuri pentru accelerarea prizei se folosesc cuburi cu vârsta de cel puţin trei zile, în funcţie de metoda de confecţionare a elementului de construcţie şi de proprietăţile cimenturilor între-

[1]) In alte ţări sunt adoptate alte forme sau dimensiuni ale epruvetelor, de exemplu în S.U.A., cilindrul are un diametru de 6" (12,5 cm) şi o înălţime de 12" (30,5 cm).

[2]) Normele şi Condiţiile Tehnice pentru proiectarea construcţiilor de beton armat (N şi TU—3—49) Stroiizdat, 1950.

Scanned with OKEN Scanner

buințate sau a acceleratorilor pe priză. Alegerea mărcii betonului se face în funcție de importanța construcției, de condițiile pe care trebue să le îndeplinească aceasta din urmă, precum și din considerente economice.

Betonul marca 50—70 se admite numai în cazul folosirii agregatelor ușoare și la elemente de construcții care nu sunt supuse la acțiunea umidității și a înghețului.

Mărcile 110—140 sunt mărcile de beton obișnuit, pentru clădiri industriale și civile; betonul de marca 90 se întrebuințează la construcții masive puțin solicitate.

Pentru construcțiile supuse la acțiunea unor sarcini dinamice repetate, de exemplu, pentru buncăre, silozuri, grinzi de rulare, precum și pentru elementele de construcție prefabricate, trebue să se întrebuințeze un beton cu marca de cel puțin 140.

Betoanele de marcă mai mare se întrebuințează deobicei la construcții și la elementele de construcții la care reducerea greutății proprii are o însemnătate foarte mare.

Totuși, în momentul de față, ținând seamă de mărimea producției de cimenturi de mărci superioare, se întrebuințează foarte des și la construcțiile obișnuite betoane de mărci superioare celor arătate mai sus.

Mărcile 500 și 600 sunt întrebuințate în special la anumite elemente de construcții de beton precomprimat.

In cele ce urmează se vor examina pe scurt proprietățile mecanice ale betonului, și anume rezistența lui la acțiunea diferitelor feluri de eforturi și proprietățile lui de deformație, atât în domeniul deformațiilor elastice, cât și în domeniul celor plastice.

3. Rezistența betonului la compresiune

Pe lângă factorii enumerați mai sus, rezistența de rupere a betonului la compresiune este deasemenea influențată de forma și de dimensiunile epruvetelor care se încearcă, de metoda de încercare și de vârsta betonului.

Printr'o serie de încercări s'a stabilit că rezistența de rupere la compresiune a epruvetelor în formă de prismă, R_{pr}, este mai mică, decât rezistența R a epruvetei cubice și este cu atât mai mică, cu cât este mai mare raportul dintre înălțimea epruvetei și latura secțiunii sale transversale $\left(\frac{h}{b}\right)$. Astfel, încercările făcute asupra epruvetelor de mortar 1 : 3, epruvetele având secțiunea transversală de 7×7 cm, au dat rezultatele arătate în tabela 1.

Tabela 1

Valoarea R_{pr}/R, în funcție de raportul dintre dimensiunile epruvetei

h/b	1	2	3	4	6	7,5
R_{pr}/R	1,00	0,89	0,80	0,76	0,70	0,68

După cum se vede, la început raportul $\frac{R_{pr}}{R}$ scade brusc, pentru ca apoi la mărirea în continuare a lui h/b, să se modifice foarte puţin.

Dependenţa lui R_{pr} de R se stabileşte prin formula empirică dată de Institutul TNIPS (profesor A. A. Gvozdev):

$$R_{pr} = \frac{1\,300 + R}{1\,450 + 3R} R.$$

Aceasta formulă, nu numai că este valabilă pentru mărcile obişnuite ale betonului dela 50 până la 300, dar ea permite stabilirea unei corespondenţe satisfăcătoare a valorilor rezistenţei prismatice cu rezultatele încercărilor şi pentru mărcile superioare — dela 400 până la 500.

Pentru epruvetele în formă de cilindru, dacă $h = d$, rezistenţa este egală cu circa 0,90 din rezistenţa cubică, iar pentru cilindrul la care $h = 2d$, ea este de circa 0,85 din rezistenţa cubică. Rezistenţele diferite pentru epruvete de diferite forme — se explică — după cum s'a constatat din încercări, prin influenţa frecării care se naşte între suprafeţele epruvetei şi plăcile presei. In apropierea acestora din urmă, frecarea creează un fel de cerc de strângere şi, prin aceasta, măreşte rezistenţa epruvetelor la compresiune. In cazul micşorării frecării (prin ungere cu parafină, stearină etc.), caracterul ruperii se modifică (fig. 18): în locul ruperii părţilor laterale ale epruvetei după plane înclinate, se produce cedarea acesteia după plane paralele cu direcţia de aplicare a efortului. In acest caz, se obţin rezistenţe mai mici, iar valoarea este aproximativ aceeaşi pentru epruvetele de diferite forme. Cu cât este mai mare raportul dintre înălţimea şi latura secţiunii transversale a epruvetei h/b cu atât se obţine o reducere mai mică a rezistenţei de rupere în urma ungerii suprafeţelor de contact.

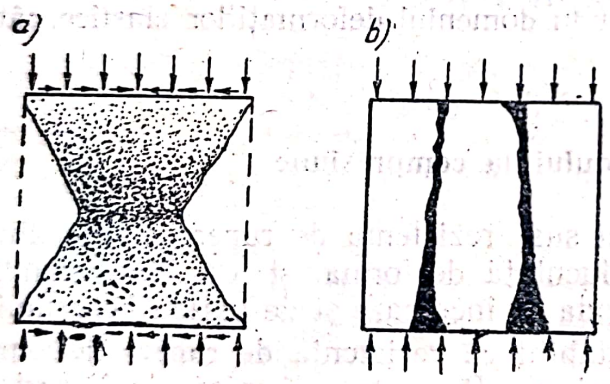


Fig. 18. Caracterul ruperii cubului de beton: a — în cazul când există frecare pe suprafeţele de contact cu presa; b — în cazul când nu există frecare.

Incercările au arătat că pentru cuburi de diferite dimensiuni, rezistenţa este deasemenea diferită, şi anume: cu cât cubul este mai mic, cu atât este mai mare rezistenţa epruvetei.

In comparaţie cu cubul normat cu latura de 20 cm, rezistenţa cubului cu latura de 10 cm este mai mare cu 9%, iar a cubului cu latura de 30 cm este mai mică cu 12%. Explicaţia acestui fenomen trebue deasemenea căutată în influenţa exercitată de frecare asupra suprafeţelor care vin în contact cu presa în timpul strivirii epruvetelor.

Odată cu mărirea vârstei betonului, se măreşte şi rezistenţa lui. Pentru stabilirea rezistenţei de rupere la compresiune a betonului se admite vârsta de 28 de zile, deoarece în jurul acestui termen, un beton preparat cu un

Scanned with OKEN Scanner

ciment normal, capătă o astfel de rezistenţă, încât chiar părţile cele mai importante ale construcţiei pot fi deobicei decofrate şi pot suporta singure încărcările.

După cum s'a constatat din încercări, deşi creşterea rezistenţei betonului se face foarte încet, ea continuă şi după termenul indicat — în decursul a câtorva ani — dacă există condiţii favorabile, şi anume: o umiditate şi o temperatură corespunzătoare. După caracterul curbelor din figura 19, se vede că şi după 11 ani, rezistenţa mai poate creşte. Dacă betonul se păstrează însă la uscat, aşa cum se întâmplă deseori în realitate, după scurgerea primului an, este probabil că nu se va mai produce decât o creştere cu totul neînsemnată a rezistenţei.

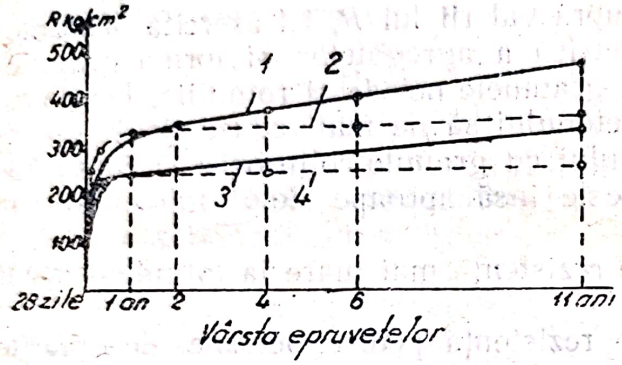


Fig. 19. Graficul creşterii rezistenţei betonului cu compoziţia 1 : 3 : 7 (în volum):
1 — în cazul când conţine 6% apă şi este păstrat la umed; 2 — în cazul când conţine 6% apă şi este păstrat la umed timp de 7 zile şi apoi la uscat; 3 — în cazul când conţine 9% apă şi este păstrat la umed; 4 — în cazul când conţine 8% apă, şi este păstrat la umed timp de 7 zile şi apoi la uscat.

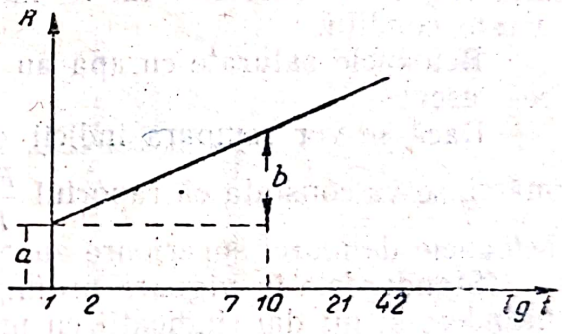


Fig. 20. Graficul logaritmic al dependenţei lui R de t.

Din alte încercări făcute asupra epruvetelor s'a dovedit o creştere continuă a rezistenţei timp de 20 ani, cu menţiunea că, spre sfârşitul acestui termen, rezistenţa betonului s'a mărit de 2,5—3 ori faţă de rezistenţa la vârsta de 28 zile.

Există mai multe metode pentru stabilirea relaţiei dintre rezistenţa R a betonului şi vârsta lui. In această privinţă trebue amintite experienţele efectuate de laboratoarele din Praga, experienţe care au permis să se adopte o formulă logaritmică, pentru a arată relaţia dintre rezistenţa betonului, R, şi vârsta lui, t (în zile):

$$R = a + b \lg t,$$

în care a este rezistenţa betonului în vârstă de o zi;

b — creşterea rezistenţei în următoarele nouă zile (fig. 20).

Această formulă este comodă prin faptul că, adoptând o scară logaritmică pentru axa absciselor (t), legea de variaţie este reprezentată printr'o linie dreaptă.

Pentru a se trece de la rezistenţa obţinută la 7 zile, la aceea de 28 zile se poate folosi formula mult mai simplă a profesorului N. M. Beleaev:

$$R_{28} = R_7 + n\sqrt{R_7},$$

în care $n = 6 \cdots 8$.

4. Rezistența betonului la întindere

Valoarea rezistenței betonului la întindere R_t este determinată de aceeași factori care determină rezistența betonului la compresiune; o însemnătate esențială o are, însă, în acest caz neomogeneitatea structurii betonului. Diverșii factori influențează totuși valorile lui R_t și R în mod diferit. Astfel, un dozaj mare de ciment mărește rezistența de rupere R_t în mult mai mică măsură decât pe R; de exemplu, mărirea dozajului de ciment cu 33% face ca R să crească cu 28,5%, iar R_t, numai cu 12,5%. Dimpotrivă, odată cu creșterea raportului A/C, rezistența de rupere scade într'o măsură mai mică decât rezistența la compresiune. Asupra valorii lui R_t își exercită deasemenea influența compoziția granulometrică a agregatelor și forma granulelor sale. Pietrișul și nisipul, care au granulele netede și rotunjite, fac ca rezistența de rupere la întindere a betonului să fie mai redusă decât în cazul folosirii pietrei sparte și a nisipului cu granule colțuroase și cu suprafața rugoasă. Valoarea lui R nu este însă aproape deloc influențată de aceste condiții.

Betoanele saturate cu apă au o rezistență mai mare la întindere decât cele uscate.

Dacă se vor compara indicii de rezistență pentru betoane de diferite mărci, se va constata că raportul $\frac{R_t}{R}$ scade odată cu creșterea mărcii, adică betoanele de mărci superioare au o rezistență relativ mai mică la întindere.

Standardele în vigoare nu impun încercări speciale ale betonului la întindere și nu dau indicații cu privire la formele și dimensiunile epruvetelor. S'a stabilit că pentru a se putea repartiza uniform încărcarea pe secțiunea epruvetei, aceasta trebue să aibă lungimea egală cu cel puțin triplul dimensiunii transversale din mijlocul ei; efortul de rupere este transmis epruvetei deobicei prin dispozitive speciale montate la capete. Inainte de încercare, epruvetele trebue să fie protejate de variații brusce de temperatură și umiditate, care au o influență destul de mare asupra rezultatelor. Este evident că rezultatele încercărilor depind foarte mult și de forma geometrică corectă a epruvetei, precum și de precizia cu care se montează aceasta în mașină; o imperceptibilă înclinare sau excentricitate pot produce diferențe mari în valoarea lui R_t.

Ca și la compresiune o importanță esențială o are dimensiunea secțiunii transversale a epruvetei: valori mai mari ale lui R_t sunt date de epruvetele cu secțiune transversală mai mică. Rezistența betonului la întindere este redusă și reprezintă 1/6 până la 1/20 din rezistența betonului la compresiune.

In prescripțiile N și TU—3—49, valorile lui R_t sunt date în funcție de marca betonului. Odată cu creșterea mărcii, rezistența relativă la întindere scade. Valorile lui R_t se determină cu formula de bază:

$$R_t = \frac{1}{2}\sqrt[3]{R^2},$$

care dă rezultate foarte apropiate de rezultatele experimentale.

In urma cercetărilor lui G. D. Țiscreli s'a constatat că această formulă dă o rezistență redusă pentru betoane care se găsesc în condiții de umiditate.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru sporirea rezistenței la întindere a betonului se cunosc mai multe metode; cele mai bune s'au dovedit a fi acelea care măresc compactitatea betonului. Cea mai simplă metodă constă în alegerea corespunzătoare a compoziției betonului concomitent cu întrebuințarea cimentului de rezistență superioară; sporirea rezistenței R_t se mai poate realiza prin folosirea diferitelor adausuri — a puzzolanelor, a trasului, precum și a materialelor pietroase măcinate fin. Cel mai bun mijloc îl constitue însă o bună îndesare a betonului prin vibrare, centrifugare, presare sau vacuumare.

5. Rezistența betonului la forfecare pură și la forfecare obișnuită

Se deosebește rezistența betonului la forfecare pură și rezistența la forfecare obișnuită (din încovoiere, compresiune excentrică etc.). In practică însă fenomenul forfecării pure aproape nu se întâlnește.

Efectuarea unor experiențe precise pentru stabilirea rezistenței de rupere la forfecare pură și la forfecare obișnuită prezintă greutăți mari.

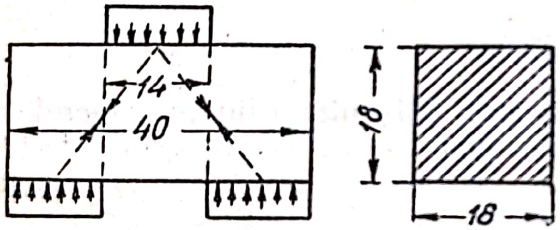


Fig. 21. Schema încercărilor la „forfecare pură".

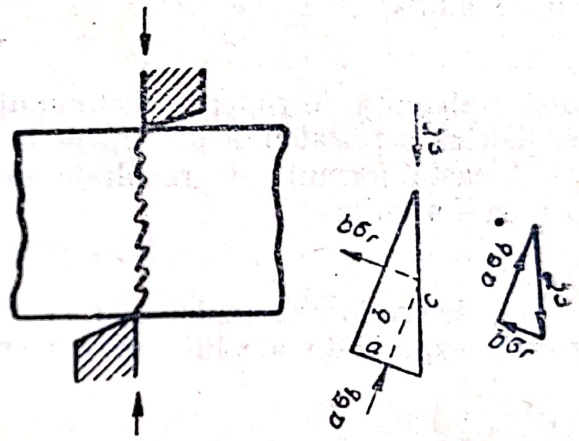


Fig. 22. Schema de acționare a eforturilor la forfecare.

Limita convențională de rezistență la forfecare pură (numai la forțe tăietoare) se stabilește cu ajutorul presei, prin împărțirea încărcării de rupere la dublul suprafeței secțiunii transversale a epruvetei (fig. 21). In acest caz s'a obținut pentru un beton 1 : 4, la vârsta de 45 zile, valoarea medie de 37,1 kg/cm², iar pentru un beton 1 : 3, la vârsta de 2 ani, 65,9 kg/cm². Valorile obținute sunt exagerate, deoarece în cazul acestei experiențe nu a existat o forfecare pură, din cauza influenței forței de frecare pe suprafețele de rezemare ale epruvetei și din cauza apariției, în acelaș timp cu forfecarea, a eforturilor unitare normale de compresiune în secțiunea forfecată.

Pentru stabilirea rezistenței de rupere la forfecare pură există formule care exprimă dependența acesteia de limita de rezistență a betonului la compresiune și la întindere.

Formula este bazată pe ipoteza că suprafața de forfecare are aspectul unui șir de dinți infinit de mici. In fiecare dinte (fig. 22) rezistența de forfecare din lungul feței *c* este echilibrată de forța de compresiune perpendiculară la fața *a* și de forța de întindere perpendiculară la fața *b*; în acest caz, forța de forfecare de pe fața *c* trebue să treacă prin punctele de

intersecție ale rezultantelor forțelor de compresiune și de întindere. Distrugerea dintelui se va produce în cazul când se va ajunge concomitent la rezistența de rupere a betonului la compresiune R și la întindere R_t.

Pe baza celor arătate din triunghiul forțelor rezultă:

$$c^2\tau^2 = a^2\sigma_b^2 + b^2\sigma_t^2,$$

iar din egalitatea componentelor forțelor orizontale $b\ \sigma_t$ și $a\ \sigma_b$:

$$b\sigma_t \frac{b}{c} = a\sigma_b \frac{a}{c},$$

sau

$$b^2\sigma_t = a^2\sigma_b$$

Rezolvând aceste ecuații, se obține formula:

$$\tau = \sqrt{\sigma_b\sigma_t}$$

sau, la limită:

$$T = \sqrt{R\,R_t},$$

adică rezistența de rupere a betonului la forfecare pură este egală cu media geometrică a rezistenței de rupere la compresiune și la întindere.

Această formulă dă rezultate exagerate. Rezultate mai corecte sunt date de formula:

$$T = 0{,}75\sqrt{R\,R_t}.$$

La determinarea rezistenței de forfecare obișnuită (din încovoiere) în primele experiențe ale lui Mörsch erau supuse la încovoiere grinzi de be-

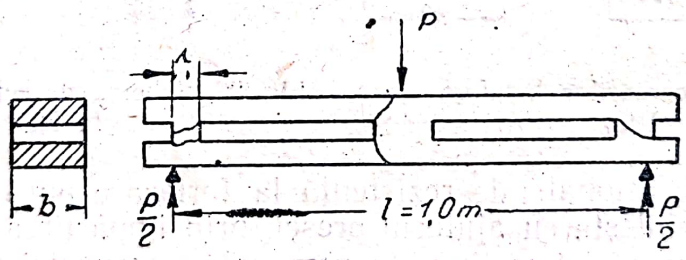


Fig. 23. Epruvete pentru încercarea la forfecare obișnuită.

ton, simplu rezemate pe două reazeme, prevăzute cu goluri longitudinale dealungul axei neutre (fig. 23). Când se încărcau aceste grinzi armate în zona întinsă, rezistența lor era determinată tocmai de eforturile unitare de forfecare, din cauza dimensiunilor reduse ale montanților de beton dela capătul grinzii. Valorile rezistenței de rupere la forfecare[1]) obținute prin această metodă variau dela 19 până la 36 kg/cm², în funcție de compoziția betonului, ceeace reprezintă numai 75—80% din rezistența de rupere a aceluiași beton la forfecare pură.

---

[1]) Calculele s'au făcut folosind formula $\tau = \frac{P}{4} \cdot \frac{S}{I} \cdot \frac{I}{b\lambda}$, unde S este momentul static al unei jumătăți din secțiunea grinzii și I — momentul de inerție al întregii secțiuni traversale față de axa orizontală care trece prin centrul de greutate al secțiunii.

Precizia acestei metode de stabilire a valorii rezistenței de rupere la forfecare era contestată de către unii cercetători, care considerau — nu fără temei — că grinzile cu goluri trebue considerate un contur rigid. In cazul unei astfel de ipoteze, s'a obținut pentru limita de rezistență la forfecare o valoare egală cu numai 48% din cea obținută din experiențele lui Mörsch.

Această rezistență la forfecare era stabilită pe bază de încercare la torsiune a cilindrilor de beton; astfel, pentru un beton 1 : 4 s'au obținut[1]) în medie 17,1 kg/cm². Și în acest caz, ruperea cilindrului nu se produce din cauza „forfecării", ci din cauza eforturilor unitare principale de întindere, astfel încât valorile obținute din aceste încercări nu reprezintă în realitate limita de rezistență la forfecare, ci limita de rezistență la întindere după plane formând un unghi de 45° față de axa cilindrului.

Valorile limite de rezistență la forfecare, stabilite pe cale experimentală, sunt date, împreună cu rezistența de rupere la compresiune și la întindere a aceluiași beton, în tabela 2.

Tabela 2

Rezistența betonului în cazul când este solicitat de diferite feluri de eforturi

Proporția amestecului	1 : 3		1 : 4		1 : 7	
Cantitate de apă, în %	8	14	8	14	8	14
Rezistența de rupere la forfecare în kg/cm²	36	30	31	28	26	19
Rezistența de rupere, la întindere, în kg/cm²	12,6	10,5	9,2	8,8	5,5	4,4
Rezistența de rupere la compresiune, în kg/cm²	280	195	220	153	127	88

In acest fel, deși problema rezistenței betonului la forfecare nu este pe deplin clarificată pe cale experimentală, se vede totuși că aceasta depășește destul de mult (aproape mai mult decât de două ori) rezistența betonului la întindere și se mărește odată cu îmbunătățirea compoziției betonului.

Profesorul I. V. Stolearov dă următoarele raporturi, cu titlu de orientare, dintre indicii rezistenței mecanice a betonului:

Rezistența la compresiune	R
Rezistența la forfecare pură	$0{,}3\ R$
Rezistența la forfecare	$0{,}2\ R$
Rezistența la întindere	$0{,}1\ R$

[1]) Din formula $\tau = \frac{16\,M_r}{\pi d^3}$, în care M_r este momentul de răsucire și d — diametrul epruvetei.

6. Rezistența betonului la încovoiere

Grinda de beton supusă la încovoiere se rupe din cauza limitei de rezistență a betonului la întindere; prima fisură din zona întinsă provoacă o distrugere bruscă a grinzii, deoarece, odată cu apariția fisurilor, înălțimea utilă a secțiunii și momentul rezistent se micșorează brusc.

După cum au demonstrat chiar experiențele vechi, rezistența de rupere la întindere din încovoiere R_{ti} la partea întinsă a grinzii, calculată cu formula obișnuită a încovoierii $\left(R_{ti} = \frac{6M}{bh^2}\right)$, rezultă aproape de două ori mai mare decât limita de rezistență R_t, în cazul întinderii axiale. La încercările făcute mai recent, raportul $\frac{R_{ti}}{R_t}$ oscila între limitele 1,69 și 2,31, și anume: pentru betoanele compacte, acesta era mai mic, iar pentru cele poroase, mai mare.

Profesorul B. G. Scramtaiev, cercetând această problemă, a ajuns la concluzia că valoarea medie a raportului dintre rezistența convențională a betonului la întindere din încovoiere — calculată cu formula obișnuită — și rezistența betonului la întindere trebue să fie egală cu 1,7. Pe această bază, el recomandă ca la încercarea grinzilor de control din beton, pentru determinarea rezistenței de rupere a betonului la întindere să se întrebuințeze formula:

$$R_t = \frac{6M}{1{,}7bh^2} = 3{,}5\frac{M}{bh^2}\ .$$

OST 90050—39 recomandă pentru controlul rezistenței betonului la întindere din încovoiere — dacă acesta este necesar în condițiile în care lucrează construcția — ca încercarea grinzișoarelor de beton cu dimensiunile de 15 × 15 × 120 cm să se facă cu o presă cu o putere de 5 t sau (pe șantiere) prin atârnare de greutăți.

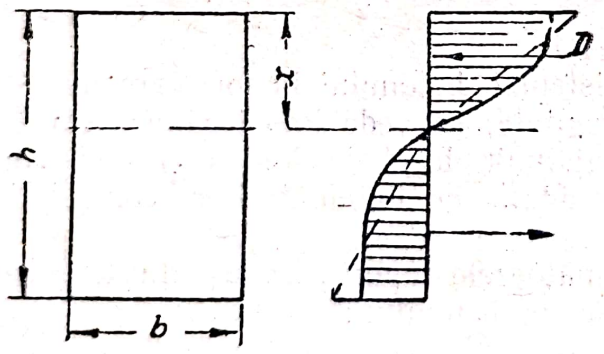


Fig. 24. Diagramele eforturilor unitare în zonele comprimată și întinsă ale grinzii de beton.

Diferența destul de importantă dintre R_t și valoarea calculată convențional R_{ti} poate fi explicată prin faptul că s'a aplicat greșit formula obișnuită la eforturi unitare apropiate de rupere, când, în realitate, diagrama eforturilor unitare în secțiunea transversală a grinzii de beton deviază foarte mult dela linia dreaptă.

Din cauza desvoltării deformațiilor plastice, diagramele eforturilor unitare din zonele comprimată și întinsă ale grinzii de beton capătă diferite forme curbilinii (fig. 24). In zona comprimată, conturul diagramei este asemănător parabolei; în zona întinsă, în apropiere de axa neutră, curba este deasemenea apropiată de parabolă, iar mai jos, ea se prezintă ca o

dreaptă aproape paralelă cu planul secțiunii. Aceasta dovedește că există o deformație plastică destul de însemnată, înainte de apariția fisurilor. Deoarece ariile porțiunilor diagramei eforturilor unitare în partea de sus și de jos a axei neutre trebue să fie egale între ele, reprezentând, respectiv, efortul de compresiune D și de întindere Z, în cazul unui efort unitar mai mic la marginea întinsă, axa neutră se deplasează spre marginea comprimată a secțiunii.

In ce privește grinzile de beton armat, rezistența lor la încovoiere depinde de rezistența armăturii din zona întinsă și de rezistența betonului R_i din zona comprimată. Experiențele efectuate la Institutul ȚNIPS au arătat că, în cazul mărcilor de calitate inferioară de beton, R_i se poate lua egal cu rezistența cubică R; în cazul mărcilor superioare, R_i poate fi mai mic decât R, însă totdeauna mai mare decât R_{pr}. Pe această bază, normele N și TU — 3 — 49 recomandă să se ia, drept valoare convențională a rezistenței de rupere la compresiune din încovoiere, $R_i = 1{,}25\,R_{pr}$.

7. Deformarea betonului sub sarcină Deformațiile limită

Caracterul creșterii deformațiilor betonului sub sarcină depinde de modul cum sunt aplicate sarcinile și de durata acțiunii lor.

In cazul când sarcinile aplicate o singură dată acționează într'un interval de timp scurt se obțin așa numitele deformații inițiale: din cauza elasticității incomplecte a betonului, acestea sunt exprimate prin curbe.

In cazul general, deformațiile complecte ale epruvetelor se compun din două părți: una elastică și alta plastică sau permanentă. Ultima parte, relativ mică, crește treptat cu creșterea sarcinii. Pe baza unor numeroase experiențe, se poate considera cu aproximație că deformațiile plastice ale betonului cresc proporțional cu sarcina și cu logaritmul intervalului de timp al acțiunii ei[1]).

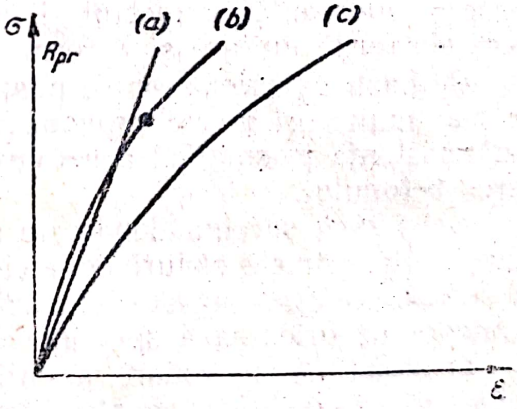


Fig. 25. Curbele deformațiilor elastice, plastice și totale (inițiale).

In urma experiențelor efectuate de Institutul ȚNIPS asupra unor stâlpi reiese (fig. 25) că, în momentul aplicării încărcării, creșterea deformațiilor este legată de efortul unitar pe baza unei legi liniare *(a)* până la rupere; în timpul menținerii sub sarcină, creșterea deformațiilor este supusă însă unei variații curbilinii *(b)*. Cele dintâi corespund deformațiilor elastice, iar celelalte, deformațiilor plastice. In consecință, deformația totală este exprimată prin curba *(c)*. Trebue notat că în curba *(b)* este cuprinsă și o oarecare parte din deformația elastică, datorită postacțiunii elastice.

[1]) I. V. Stolearov: Introducere în teoria betonului armat, Stroiizdat 1941, pagina 87.

Scanned with OKEN Scanner

In felul acesta, deformaţiile iniţiale sunt reprezentate de o diagramă oarecare curbilinie care se apropie cu atât mai mult de o linie dreaptă, cu cât este mai scurtă durata acţiunii sarcinii.

Dacă asupra betonului acţionează încărcări *repetate*, proprietăţile lui de deformare se modifică (fig. 26).

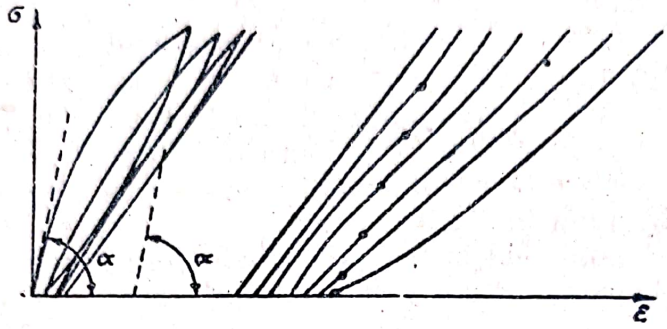


Fig. 26. Curbele deformaţiilor la încărcări repetate.

După cum se ştie, la prima încărcare curba are convexitatea orientată spre axa eforturilor unitare. In timpul descărcării epruvetei se obţine o curbă, a cărei convexitate este orientată în sens invers, adică spre axa deformaţiilor; totodată, înclinarea curbei de descărcare în punctul ei superior este egală cu înclinarea curbei de încărcare în punctul iniţial. In cazul unei repetări a ciclurilor de încărcare şi de descărcare a epruvetei, ambele curbe se îndreaptă cu încetul şi în curând se stabileşte o proporţionalitate între eforturile unitare şi deformaţii.

Pe baza experienţelor se poate considera că dacă încărcarea repetată de mai multe ori nu va provoca eforturi unitare mai mari decât jumătate din rezistenţa prismatică a betonului, atunci aceasta nu va provoca distrugerea betonului.

Dacă însă sarcina depăşeşte această limită, curba de încărcare, căpătând, după primele cicluri de încărcare o formă dreaptă, începe în curând să se curbeze din nou, de data aceasta însă în direcţie contrară, adică convexitatea se orientează spre axa deformaţiilor.

O astfel de deformare a curbei de încărcare constitue un indiciu că începe să se manifeste *obosirea betonului;* repetarea în continuare a ciclurilor de încărcare provoacă creşterea deformaţiilor permanente, micşorarea unghiului de înclinare al curbei de încărcare, şi, în sfârşit, ruperea betonului.

Limita obosirii betonului poate să fie luată egală cu aproximativ 0,5 R_{pr} sau, respectiv, egală cu 0,4 R.

In acest fel, valoarea încărcării la care betonul se rupe din cauza încărcărilor repetate este mult mai redusă decât limita rezistenţei sale R.

Trebue să se mai studieze *deformaţia limită* la care betonul se distruge sub acţiunea compresiunii (ε_R) şi a întinderii (ε_t).

Aceste valori depind, deasemenea, nu numai de proprietăţile betonului, dar şi de metoda de încercare.

Deformaţiile betonului la compresiune (compresibilitatea). Pentru a se evita influenţa importantă a frecării dintre feţele epruvetei şi plăcile presei,

aceste deformații se stabilesc în mod obișnuit, din experiențele efectuate asupra prismelor, și nu asupra cuburilor. Conform datelor încercărilor, compresibilitatea limită a betonului la rupere oscilează între 1,5 și 2 mm, uneori ajungând chiar până la 3 mm pentru 1 m de lungime, adică $\varepsilon_R = 0{,}0015 - 0{,}002$ (0,003); și anume compresibilitatea limită crește odată cu creșterea rezistenței betonului.

În zona comprimată a grinzilor, deformațiile specifice ating în stadiul de rupere, valori cuprinse între 0,003 și 0,007, iar în unele cazuri, chiar de 0,010.

Deformările betonului la întindere (extensibilitate) sunt mult mai mici decât la compresiune. Deformația de rupere la întindere a betonului depinde de calitățile sale și este de 0,1—0,15 mm pentru 1 m lungime, adică $\varepsilon_i = 0{,}0001 - 0{,}00015$, sau este de aproximativ 15—20 de ori mai mică decât ε_R.

8. Modulul de elasticitate al betonului

Încă din primele încercări efectuate asupra epruvetelor de beton s'a stabilit că, atât la compresiune, cât și la întindere, deformațiile specifice în beton cresc mai repede decât eforturile unitare, adică ele nu urmează legea lui Hooke: $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$.

Pentru a se exprima relația dintre E_b și σ_b s'au propus diferite formule. Una dintre cele mai simple este formula:

$$\varepsilon_b = \frac{1}{E_b}\sigma_b^m$$

în care m (pentru cazul compresiunii) variază între limitele de 1,10 (dacă se lucrează cu un beton gras) și 1,20 (pentru betonul slab).

Calculând modulul de elasticitate după deformațiile specifice $\left(\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}\right)$ și eforturile unitare $\left(\sigma = \frac{N}{F}\right)$ corespunzătoare, s'a găsit că E_b este o mărime variabilă, care depinde, în primul rând, de valoarea efortului unitar, și anume: odată cu creșterea efortului în beton modulul de elasticitate se micșorează treptat atât în cazul întinderii, cât și în cazul compresiunii (fig. 27). Totodată pentru aceeași marcă de beton, modulul de elasticitate este mai mic în cazul întinderii, decât în cazul compresiunii. Astfel, în zona

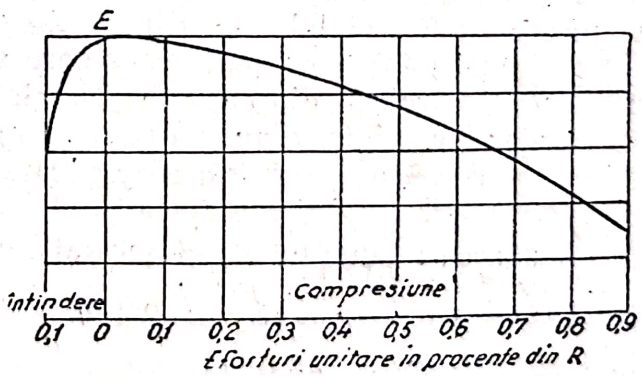


Fig. 27. Graficul modulului de elasticitate al betonului.

comprimată a grinzii, odată cu mărirea efortului unitar, E_b scade dela 300 000 la 135 000 kg/cm², iar în regiunea întinsă se produce o scădere bruscă a acestei valori, ea ajungând la 50 000—25 000 kg/cm².

Atât la compresiune cât și la întindere, E_b este mai mare pentru betonul compact decât pentru cel poros.

Experiențele au arătat că modulul de elasticitate E_b, ca și rezistența betonului R, crește odată cu vârsta betonului și că el depinde de proprietățile materialelor componente și de raportul apă-ciment.

După cum se știe, pentru determinarea rigidității barelor la calculul sistemelor static nedeterminate și pentru determinarea deformațiilor în elementele de construcție, este necesar să se cunoască valorile modulului de elasticitate. Dar, așa cum s'a văzut, această valoare depinde de natura eforturilor și are diferite valori pentru compresiune, întindere și încovoiere.

In laboratorul de construcții al institutului de beton armat ȚNIPS, s'au obținut prin prelucrarea datelor experimentale, valorile de calcul ale lui E_b arătate în tabela 3, pentru elemente comprimate și întinse.

Pentru prismele de beton comprimate axial și pentru elementele comprimate excentric, valoarea modulilor de elasticitate a fost stabilită, cu o oarecare rotunjire, cu ajutorul formulei

$$E = \frac{1\,000\,000}{1{,}7 + \frac{360}{R}}$$

care este valabilă numai în limitele eforturilor unitare de lucru (rezistențelor admisibile).

Pentru elementele care lucrează la încovoiere, modulul de elasticitate se poate lua egal cu aproximativ 0,625 din modulul de elasticitate pentru elementele comprimate, independent de marca betonului. Aceasta s'a putut stabili numai pe baza unui studiu comparativ riguros al săgeților teoretice ale grinzii, obținute pentru diferite trepte de încărcare și al celor măsurate la încercări. S'a stabilit că pentru fiecare grindă, modulul de elasticitate convențional găsit reprezenta o valoare variabilă, care se micșora odată cu creșterea încărcării, din cauza reducerii rigidității grinzii la apariția chiar a fisurilor invizibile. S'au adoptat definitiv valorile modulului de elasticitate, care corespund sarcinii de exploatare egală cu aproximativ jumătatea celei de rupere.

Valoarea modulului de elasticitate transversală G, pornind dela valoarea teoretică[1]) $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, pentru coeficientul lui Poisson $\nu = \frac{1}{6}$, s'a luat $G = 0{,}425\ E_b$, unde E_b este modulul de elasticitate al betonului la compresiune.

Pentru determinarea valorii modulilor de elasticitate ale betoanelor ușoare, a fost necesar să se stabilească alte relații, dată fiind influența pe care o are asupra proprietăților elastice ale betoanelor caracterul agregatelor poroase.

[1]) Conform teoriei elasticității.

Tabela 3

Modulul de elasticitate E_b, în kg/cm²

Caracteristica după greutatea specifică aparentă	Marca betonului												
	50	70	90	110	140	170	200	250	300	400	500	600
Pentru elemente comprimate												
Beton obișnuit	—	—	180 000	200 000	230 000	260 000	290 000	320 000	340 000	380 000	410 000	430 000
Beton ușor	70 000	90 000	103 000	120 000	—	—	—	—	—	—	—	—
Pentru elemente încovoiate												
Beton obișnuit	—	—	110 000	125 000	140 000	160 000	180 000	200 000	210 000	240 000	260 000	270 000
Beton ușor	44 000	56 000	64 000	75 000	—	—	—	—	—	—	—	—

Notă. Prin beton ușor se înțelege betonul a cărui greutate specifică aparentă este de cel mult 1 800 kg/m³.

9. Contracția betonului

După cum se știe, betonul are proprietatea de a-și micșora volumul atunci când se întărește în aer și de a-și mări volumul, atunci când se întărește în apă. Aceste proprietăți — „contracția" în aer și „umflarea" în apă — depind, în primul rând, de prezența liantului, mai precis de prezența pietrei de ciment, și anume: cu cât aceasta se găsește în cantitate mai mare, cu atât aceste fenomene se manifestă într'o măsură mai mare.

Totodată, contracția betonului este cu mult mai mare decât umflarea lui în cazul când se întărește în apă.

Incercările făcute cu diferite feluri de cimenturi inclusiv cu cele superioare, au dat contracția cea mai mare, pentru cimentul curat (piatra de ciment), la o vârstă de 5 ani — de circa 3 mm la 1 m, iar pentru un amestec de beton 1 : 3 — de aproximativ $^1/_3$ până la $^1/_2$ din contracția cimentului curat. Pentru betoane, mărimea contracției anuale se exprimă cu oarecare aproximație prin valoarea de 0,2—0,4 mm pentru 1 m. Totodată, atât creșterea contracției cât și creșterea rezistenței betonului sunt proporționale cu logaritmul timpului.

Diferitele cimenturi dau diferite contracții. Cimenturile superioare dau contracția cea mai mare, mai ales în prima perioadă a întăririi lor.

Diferitele adausuri hidraulice măresc contracția. Deasemenea contracția crește și prin adăugarea acceleratorilor de întărire (clorură de calciu).

Diferite agregate reduc dimpotrivă contracția, natura agregatului, având totodată însemnătate. După cum s'a observat, contracția betonului preparat din nisip poros cu granulație mică și piatră spartă poroasă este mai mare. La betonul preparat cu

Scanned with OKEN Scanner

piatră spartă din granit şi calcar, contracţia este mai mică decât la betonul preparat cu pietriş sau cu piatră spartă din gresie.

Influenţa agregatului asupra reducerii contracţiei este cu atât mai mare, cu cât este mai mică capacitatea lui de deformaţie mecanică, cu alte cuvinte cu cât este mai mare modulul său de elasticitate. Valoarea contracţiei este aproximativ invers proporţională cu modulul de elasticitate al agregatului (cu excepţia bazaltului). De exemplu, pentru betonul preparat din sgură de furnal, având $E = 960\,000$ kg/cm², contracţia este egală cu 0,27 mm/m; pentru betonul preparat din granit, având $E = 168\,000$ kg/cm², contracţia este de 0,49 mm/m; pentru betonul preparat din calcar, având $E = 71\,000$ kg/cm², contracţia este de 0,68 mm/m.

Mărimea contracţiei betonului este influenţată şi de compoziţia granulometrică a agregatului. Contracţia unui beton cu o structură compactă, preparat din piatră spartă, este mai mică decât aceea a unui beton preparat din pietriş.

Fenomenul contracţiei betonului nu a fost încă explicat în mod satisfăcător, din cauza caracterului complex al procesului şi a numărului mare de factori care îl însoţesc. Explicaţia cea mai mulţumitoare a contracţiei este dată de următoarele două teorii:

Conform primei teorii, fenomenul contracţiei apare ca o consecinţă a proceselor fizico-chimice care însoţesc priza şi întărirea mortarului de ciment. Una dintre principalele cauze o constitue faptul că mortarul de ciment, care la început se prezenta ca o masă gelatinoasă (gel), îşi pierde treptat apa, pe de o parte din cauza evaporării surplusului de apă, iar, pe de altă parte, din cauza absorbirii ei de către granulele de ciment care intră în reacţie şi se compactează. La aceste cauze se asociază şi influenţa procesului de cristalizare. Cristalele străpung masa de gel şi, unindu-se între ele, formează un schelet tare (concreştere) de piatră din ciment. Inceputul contracţiei este în funcţie de viteza de hidratare a cimentului şi de cantitatea de apă folosită la prepararea pastei de ciment.

Potrivit celei de a doua teorii (Freyssinet), se iau ca bază de cercetări proprietăţile fenomenului de capilaritate, considerând că tensiunea superficială a menisculelor care se formează în porii udaţi cu apă provoacă o presiune normală pe pereţii porilor, care, la rândul ei, provoacă tocmai compresiunea pietrei de ciment.

Este interesant de remarcat că ambele teorii nu se exclud.

Deformaţiile provenite din contracţie pot fi considerate ca sumă a doua componente: a) deformaţiile ireversibile provenite din învechirea gelului, creşterea lor apropiindu-se treptat de zero (acestea pot dura timp de câţiva ani) şi b) deformaţiile reversibile condiţionate de fenomenele de capilaritate datorită prezenţei în microporii mortarului, a unei cantităţi variabile de apă liberă.

Deformaţiile reversibile, în funcţie de variaţia umidităţii, se pot produce şi independent de vârsta mortarului — la orice perturbare a echilibrului hidrometric în micropori. In acest caz, sensul deformaţiilor depinde de sensul de modificare a umidităţii[1]).

[1]) I. V. Stolearov: Introducere în teoria betonului armat, Stroiizdat 1941, pag. 137.

Astfel, prin fenomenul de contracţie trebue să se înţeleagă deformaţiile complecte ale mortarului de ciment, care se produc sub influenţa complexului de procese chimice şi fizice care însoţesc întărirea lui. In beton, fenomenul contracţiei este şi mai complicat.

10. Curgerea lentă a betonului

Prin curgerea lentă a betonului se înţelege proprietatea lui de a se deforma din cauza acţiunii îndelungate a unei încărcări.

Curgerea lentă a betonului se datoreşte în special, prezenţei mortarului de ciment, deoarece agregatele din rocele dure cu care se confecţionează betonul nu prezintă fenomenul de curgere lentă la încărcările admisibile pentru beton.

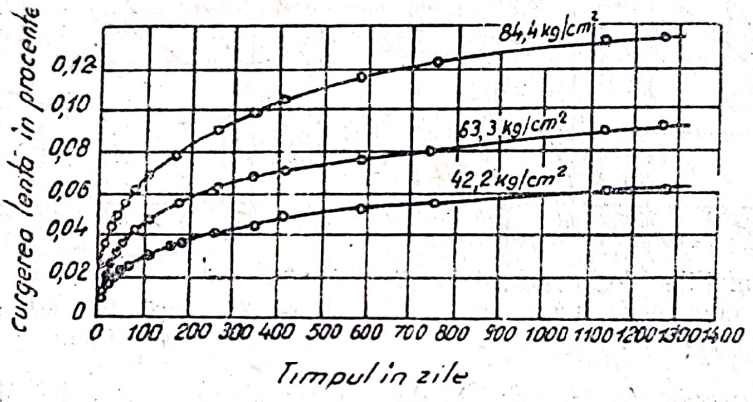


Fig. 28. Creşterea deformaţiilor de curgere lentă a betonului în timp, la diferite sarcini.

Mortarul de ciment se prezintă la început ca o masă amorfă (gel) care este uşor deformabilă şi permite cu uşurinţă să se producă deplasări; odată cu pierderea apei şi cu trecerea treptată spre formaţii de cristale, deformaţiile şi deplasările se produc însă mai greu. Din această cauză, sub acţiunea sarcinii, deformaţiile plastice ale betonului cresc intens în betonul turnat de curând, iar după aceea se încetinesc şi încetează complect atunci când betonul s'a întărit definitiv. Mai departe, cedarea lentă a betonului devine posibilă numai în cazul când există încărcări mari.

După părerea profesorului I. V. Stolearov, în cazul de faţă, spre deosebire de contracţie, capilarele cele mai fine nu pot avea o influenţă asupra mărimii deformaţiilor plastice sub sarcină, deoarece umiditatea pe care o conţine are o mobilitate redusă; dimpotrivă, porii de dimensiuni mai mari (macroporii) pot contribui la deplasarea gelului şi prin urmare, la creşterea deformaţiilor de curgere lentă a betonului.

Profesorul A. E. Şeichin consideră că deformaţiile gelului sub influenţa sarcinii provoacă o descărcare treptată a acestuia prin încărcarea scheletului de cristale, curgerea lentă a gelului fiind direct proporţională cu efortul care acţionează asupra lui. Cum însă, pe măsură ce trece timpul, efortul preluat de gel, datorită noii repartizări, se micşorează, se va micşora, în consecinţă, şi viteza de deformaţie datorită curgerii lente.

Scanned with OKEN Scanner

Toate explicaţiile date confirmă explicaţia principală şi anume că curgerea lentă a betonului depinde, în cea mai mare măsură de calitatea pietrei de ciment (gel şi de scheletul de cristale).

Pentru a se studia influenţa sarcinii aplicate timp îndelungat asupra deformaţiilor betonului şi ale betonului armat, s'au făcut în ultimii 20 de ani experienţe vaste. Curgerea lentă a betonului a fost studiată la diferite feluri de deformaţii: la compresiune, la întindere, încovoiere, torsiune; cel mai mare număr de experienţe s'a făcut asupra deformaţiilor la compresiune.

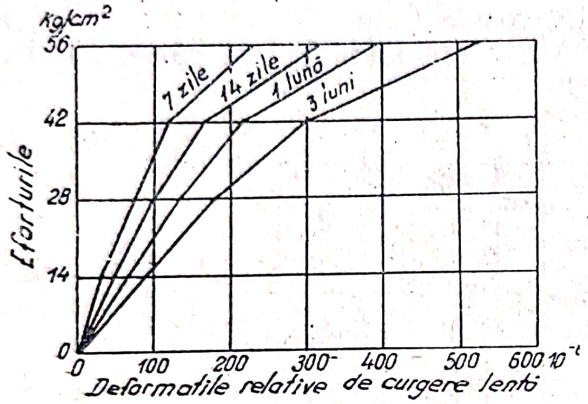


Fig. 29. Deformaţiile de curgere lentă pentru durate diferite de menţinere sub sarcină.

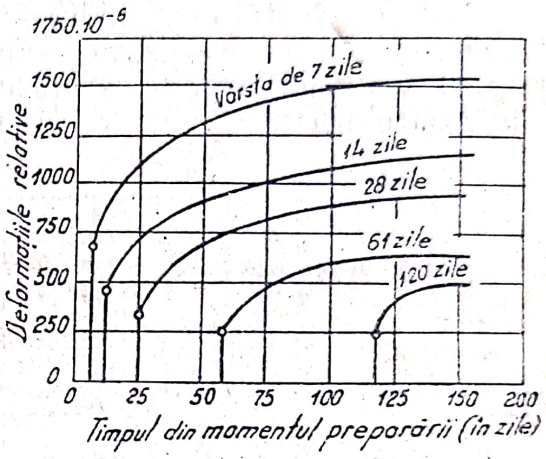


Fig. 30. Deformaţiile de curgere lentă pentru betoane încărcate la diferite vârste.

Au fost supuse la încercări de compresiune epruvete de formă cilindrică ($d = 10—25$ cm şi $h = 30—60$ cm); la încărcările efectuate s'au folosit arcuri puternice.

Pentru determinarea influenţei exercitate asupra epruvetelor de către încărcarea de lungă durată — eliminând influenţa contracţiei şi a variaţiilor de temperatură — s'au confecţionat pentru fiecare grup de epruvete încercate şi epruvetele martore respective, care se găseau în aceleaşi condiţii, însă care nu erau supuse la încărcare.

Aceste experienţe cum şi multe altele (asupra stâlpilor) au permis să se tragă următoarele concluzii:

1. Creşterea deformaţiei betonului sub acţiunea unei sarcini permanente era pusă sub observaţie într'o perioadă lungă de timp (până la $3^1/_2$ ani) şi avea tendinţa să se desvolte şi în viitor. Creşterea deformaţiei — după cum rezultă din curbe (fig. 28) — se petrecea, la început în mod intens, apoi tot mai încet, căpătând un caracter asimptotic, la fel cum decurge şi întărirea betonului, adică urmând o lege logaritmică.

2. Odată cu mărirea efortului unitar (sarcinii), creşte şi curgerea lentă a betonului. In figura 28 sunt reprezentate curbele curgerii lente a betonului pentru trei eforturi diferite, la epruvete din beton 1 : 5, având la începutul experienţei o vârstă de 3 luni.

Relaţia dintre valorile eforturilor unitare şi ale deformaţiilor de curgere lentă este exprimată până la o anumită limită printr'o curbă cu o curbură mică (fig. 29). Această relaţie poate fi considerată liniară până la un efort egal cu 0,50 R_{pr}, ceeace uşurează rezolvarea problemelor practice.

3. In momentul încărcării vârsta betonului are o mare influenţă asupra valorilor deformaţilor de curgere lentă: cu cât betonul este mai vechi, cu atât deformaţia este mai mică (fig. 30). Aceasta se poate explica prin faptul că, odată cu vechimea creşte şi viscozitatea gelului din beton şi se micşorează volumul său specific.

4. Felul cimentului are o influenţă determinantă asupra deformaţiilor de curgere lentă. Cea mai intensă curgere lentă o au betoanele confecţionate cu ciment portland obişnuit; betoanele confecţionate cu cimenturi superioare şi cu ciment aluminos au o curgere lentă mult mai mică. După unele date, raportul acestor deformaţii este egal cu, respectiv, 1,85 : 0,70 : 0,61.

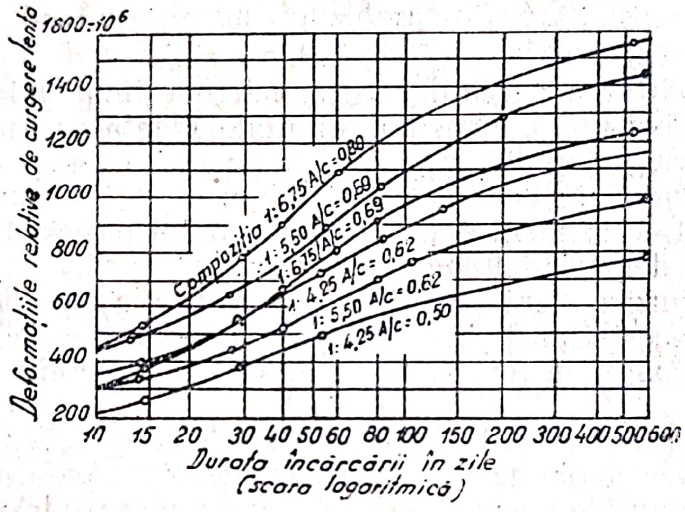


Fig. 31. Influenţa compoziţiei betonului asupra curgerii lente

5. Odată cu mărirea raportului de apă ciment, creşte şi curgerea lentă a betonului, ceeace se explică mai ales prin faptul că în acest fel se reduce viscozitatea componenţei gelului.

6. Compoziţia betonului şi consistenţa, au, deasemenea, o influenţă mare asupra curgerii lente. Din experienţe reiesc că, pentru acelaş raport A/C, curgerea lentă creşte odată cu sporirea dozajului de ciment, adică betoanele grase prezintă o curgere lentă mai intensă decât cele slabe (fig. 31)[1]). De exemplu, pentru acelaş raport $A/C = 0{,}69$, betonul cu proporţia 1 : 5,5 are o curgere lentă mai intensă, decât betonul cu proporţia 1 : 6,75. Pentru aceleaşi proporţii, însă (1 : 4,25) betoanele mai plastice ($A/C = 0{,}62$) au o curgere lentă mai intensă decât betoanele mai puţin plastice ($A/C = 0{,}50$).

Experienţele efectuate la Institutul ŢNIPS[2]) au arătat o cedare lentă mult mai mică a betonului, în comparaţie cu curgerea lentă a mortarului din betonul respectiv deşi acesta are o rezistenţă mare.

7. Agregatele de diferite feluri (roce) influenţează deasemenea în mod diferit deformaţiile finale: deformaţiile plastice ale betonului sunt cu atât

[1]) I. I. Ulităhi: Curgerea lentă a betonului, Editura Gostehizdat a Ucrainiei 1948. (N. R. Editura Tehnică de Stat).

[2]) N. R. Institutul Central de Cercetări Ştiinţifice pentru Construcţii industriale.

mai mici, cu cât agregatul este mai rigid (cu cât este mai mare modulul său de elasticitate). Aceasta corespunde ipotezei potrivit căreia la aplicarea sarcinii, are loc o distribuire a eforturilor dela piatra de ciment la agregat.

8. In cazul când se foloseşte vibrarea, betonul poate fi mai vârtos şi poate conţine mai puţin ciment, ceeace reduce curgerea lentă.

9. Odată cu creşterea umidităţii mediului, deformaţiile de curgere lentă se micşorează. Cercetările au arătat că la întărirea betonului în apă, deformaţiile de curgere lentă se micşorează mai mult decât cu jumătate, în comparaţie cu micşorarea lor, când întărirea se face la aer.

10. Odată cu mărirea dimensiunilor transversale ale epruvetelor, deformaţiile de cedare lentă se micşorează. De exemplu, dacă diametrul epruvetei cilindrice se măreşte dela 15 la 25 cm, curgerea lentă se reduce de aproximativ 1,5 ori. Această problemă nu a fost încă lămurită în mod suficient.

După îndepărtarea sarcinii care a acţionat timp îndelungat, epruveta de beton tinde să-şi reia dimensiunile iniţiale. Odată cu aceasta, o parte din deformaţii dispar, chiar din momentul descărcării, iar o altă parte, foarte mică, dispare numai în decursul unui interval de timp mai mult sau mai puţin îndelungat. Mărimea totală a deformaţiei dispărute depăşeşte valoarea părţii elastice a deformaţiei complecte rezultate din încărcări: prin urmare, deformaţia de curgere lentă conţine deasemenea o anumită parte reversibilă. Valoarea acestei părţi a deformaţiei de curgere lentă reprezintă cel mult 0,1 din valoarea ei totală. Acest proces de restabilire se numeşte postacţiune elastică.

S'a constatat deasemenea că la epruvetele care au fost supuse la acţiunea îndelungată a unor încărcări permanente, rezistenţa de rupere la compresiune şi modulul de elasticitate al betonului cresc într'o oarecare măsură în comparaţie cu epruvetele care nu au fost supuse la încărcare şi aceasta cu atât mai mult cu cât durata de încărcare a fost mai mare.

După cum se poate vedea, asupra curgerii lente influenţează mulţi factori: deaceea stabilirea unei relaţii analitice corecte constitue o problemă greu de rezolvat. S'au făcut o serie de propuneri pentru a exprima analitic legea curgerii lente, bazate pe considerente atât experimentale, cât şi teoretice.

Cea mai justificată este formula profesorului A. E. Şeichin. Această formulă exprimă creşterea deformaţiei pietrei de ciment ca o consecinţă a fenomenului de curgere lentă şi are forma:

$$d\varepsilon_{cl} = \frac{\sigma_0}{\alpha_0} e^{-\beta t} dt,$$

în care σ_0 este efortul unitar în componenţa de gel a pietrei de ciment în momentul aplicării sarcinii;

t — timpul în zile;

α_0 şi β sunt coeficienţii care exprimă viscozitatea;

α_0 depinde de compoziţia gelului şi se măsoară în kg/cm²s;

iar β exprimă o mărime inversă timpului complect de curgere lentă (6—8 ani), adică $\beta = \frac{1}{T}$ 1/s.

Considerând valorile σ_0, α_0 și β constante, se obține după integrare formula pentru deformația specifică a curgerii lente:

$$\varepsilon_{cl} = \frac{\sigma_0}{\alpha_0} \int_0^t e^{-\beta t}\, dt = \frac{\sigma_0}{\alpha_0 \beta}(1 - e^{-\beta t})$$

Pentru $t = \infty$ curgere lentă va avea valoarea maximă:

$$\varepsilon_{cl,\ max} = \frac{\sigma_0}{\alpha_0 \beta}$$

și în sfârșit, formula va fi de forma:

$$\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{max}(1 - e^{-\beta t})$$

Prin această formulă se exprimă curgerea lentă a pietrei de ciment, dar nu a betonului.

§ 2. ARMĂTURA

1. Destinația armăturii

Prin armătura betonului armat se înțeleg barele de oțel și, adeseori, construcții întregi (carcase), înglobate în masa betonului în conformitate cu modul de comportare statică a elementului de construcție.

Armătura se așează mai ales în părțile elementului care sunt supuse la eforturi de întindere din încovoiere, din compresiune excentrică, sau din întindere. Armătura se mai folosește sub o formă sau sub alta, pentru a întări betonul când acesta este solicitat la eforturi prea mari de compresiune și pentru a prelua eforturile din contracție precum și eforturile provenite din variațiile de temperatură.

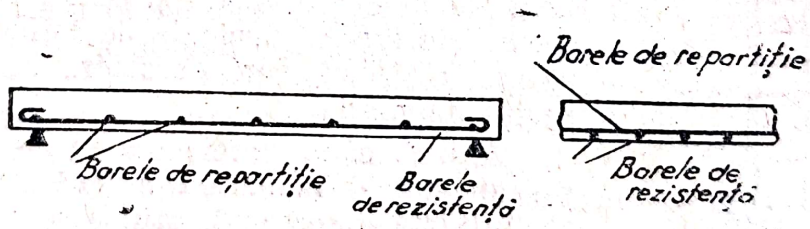


Fig. 32. Armarea plăcii.

Armătura se introduce în beton și în scopul de a prelua eforturile principale de întindere care apar în cazul încovoierii și al compresiunii excentrice.

Suprafața necesară a secțiunii transversale a armăturii depinde de eforturile la care este supusă, și se determină prin calcul.

Elementele cele mai simple de beton armat la care apar eforturi de întindere din încovoiere sunt placa și grinda cu secțiune dreptunghiulară. Diferența dintre ele se stabilește pe baza valorii raportului dintre lățimea și înălțimea secțiunii transversale; dacă înălțimea secțiunii transversale este mai mare, egală sau puțin mai mică decât lățimea ei, un astfel de element

se numeşte grindă; la plăci, lăţimea secţiunii predomină şi poate fi nelimitată. O diferenţă esenţială există în ce priveşte reazemele: grinda se sprijină pe reazeme aşezate pe aceeaşi linie, dealungul axei ei; placa se poate rezema pe două reazeme paralele (placa lucrând ca o grindă), dar adeseori se reazemă pe tot perimetrul ei (placă rezemată pe contur).

In placă sau în grindă, barele care trebue să preia eforturile de întindere se numesc bare de rezistenţă. In placă (fig. 32) pe lângă aceste bare, se montează şi altele, aşezate perpendicular pe cele dintâi; acestea sunt

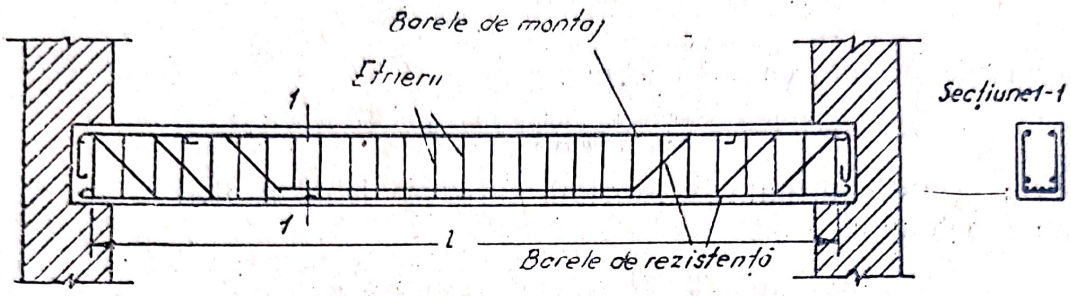


Fig. 33. Armarea grinzii.

barele de repartiţie, care leagă barele de rezistenţă pe direcţia transversală menţinându-se în timpul betonării într'o poziţie fixă. Intr'o oarecare măsură, ele servesc la repartizarea sarcinilor exterioare (concentrate) la barele de rezistenţă. Barele de repartiţie au deobicei o secţiune mai mică şi sunt aşezate la partea interioară a barelor de rezistenţă (mai aproape de axa neutră), deoarece barele de rezistenţă trebue să ocupe o poziţie cât mai apropiată de fibrele exterioare cele mai solicitate ale betonului.

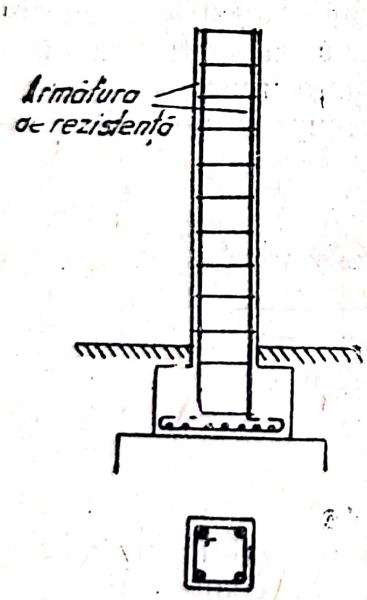


Fig. 34. Armarea stâlpului.

In grindă (fig. 33) armătură este formată din bare de rezistenţă — drepte şi ridicate — din etrieri şi din bare de montaj. Părţile înclinate ale barelor ridicate şi etrierii au rolul de a prelua eforturile principale de întindere care pot atinge în grinzi, spre deosebire de plăci, valori destul de mari.

Atunci când barele de rezistenţă nu sunt aşezate numai la partea întinsă, dar şi la cea comprimată a secţiunii, grinda se numeşte dublu armată. La stâlpi (fig. 34), armătura de rezistenţă este formată din bare longitudinale, care întăresc betonul făcându-l să reziste mai bine la eforturile de compresiune.

In funcţie de felul secţiunii transversale a oţelului întrebuinţat, se deosebesc: armătura elastică, formată din bare de secţiune redusă[1]) şi armătura rigidă, formată din grinzi laminate, şine etc.

Conţinutul de armătură al elementelor de beton armat se stabileşte prin raportul suprafeţei totale a secţiunii barelor de rezistenţă la secţiunea

[1]) Oţel beton. N. R.

betonului. Acest raport $\mu = F_a : F_b$, numit „coeficient de armare" este adeseori exprimat în procente (p). In funcție de tipul construcției, coeficientul de armare se ia deobicei între 0,5 și 2% pentru armătura elastică, iar pentru armătura rigidă chiar peste 3%.

2. Proprietățile mecanice ale oțelului
Fenomenul de întărire

Pentru armătura betonului armat obișnuit se întrebuințează aproape exclusiv oțelul moale, marca St 3, St 0 și oțelul nemarcat conținând carbon până la 0,2%, cu rezistența de rupere relativ redusă, însă, cu o plasticitate mare.

Odată cu fabricarea cimenturilor superioare și a betoanelor superioare, a început să se întrebuințeze pentru armătură oțelurile de rezistență superioară și oțeluri speciale, care se obțin deobicei din oțel moale prin prelucrare la rece.

Pentru betonul armat, caracteristica cea mai importantă a oțelului o constitue limita lui de curgere σ_c. Dacă limita de curgere a oțelului este depășită, adică dacă oțelul capătă o lungime specifică însemnată, se poate provoca distrugerea aderenței dintre beton și armătură, rezultatul acestui fenomen fiind cedări (ruperi) însemnate inevitabile în betonul din zona întinsă (apariția fisurilor), iar ulterior, poate începe și cedarea (strivirea) betonului din zona comprimată.

După cum reiese din diagrama deformațiilor oțelului moale (fig. 35), dincolo de limita de proporționalitate *a*, deformațiile oțelului cresc mai repede decât eforturile unitare și pe lângă deformațiile elastice, apar deformații mici plastice permanente; apoi începe limita de curgere net exprimată, care se caracterizează printr'o foarte însemnată alungire specifică (1—2% din lungimea măsurată) alungire care apare fără o nouă creștere a eforturilor unitare. După ce depășește limita de curgere, oțelul își recapătă proprietatea de a prelua eforturi unitare, care cresc odată cu creșterea deformațiilor; survine stadiul de consolidare a materialului — până la punctul cel mai de sus al diagramei *d*, care corespunde limitei convenționale de rezistență. Dincolo de punctul *d* apare stadiul curgerii locale a oțelului, gâtuirea secțiunii și ruperea barei.

Dimensiunea zonei de curgere *bc* este deobicei cu atât mai mică, cu cât oțelul este mai dur (conținând mai mult carbon) și poate ajunge până la zero. In acest din urmă caz, oțelul nu are o limită de curgere bine determinată. Raportul dintre limita de curgere σ_c și limita de rezistență σ_r nu este constant, ci variază între limite foarte largi, în funcție de felul prelucrării oțelului în timpul laminării, depinzând de condițiile de încălzire, de răcire etc. După date experimentale σ_c variază între 0,55 și 0,80 σ_r.

Considerând din nou diagrama, se observă că, dacă bara de oțel este întinsă până la un efort unitar mai mare decât limita de curgere, de exemplu, până la punctul *k* și apoi se îndepărtează încărcarea, bara va căpăta o deformație permanentă *ol*. La o nouă încărcare se va confunda în mod practic cu linia de descărcare *kl*, rămânând paralelă cu linia *oa*, care caracterizează comportarea elastică a metalului; cu alte cuvinte, deformațiile oțelului în acea zonă urmează din nou legea proporționalității. In

acest caz, curbarea liniei diagramei (începutul zonei de curgere) se va observa la un efort mai mare (punctul *k*), mai departe caracterul curbei *kd* rămânând fără modificări.

Prin urmare, la prelucrarea mecanică a oțelului, se produc în el deformații plastice, iar limita de curgere ia o valoare mai mare. Acest fenomen se numește „întărirea metalelor prin batere" (ecruisaj).

Noua limită de curgere a metalului ecruisat nu rămâne constantă, ci pe măsura trecerii timpului, din cauza așa numitei îmbătrâniri a metalului, crește dela sine. Deasemenea, poate crește într'o oarecare măsură și rezistența de rupere. Ca rezultat al ecruisajului și din cauza îmbătrânirii, diagrama deformațiilor la întindere va fi exprimată printr'o nouă curbă — *l k' d' e'* (fig. 35); odată cu aceasta, zona deformațiilor plastice a oțelului moale se reduce, cu alte cuvinte oțelul devine întrucâtva mai casant. Pe fenomenul ecruisajului se bazează obținerea oțelurilor speciale cu o limită de curgere superioară.

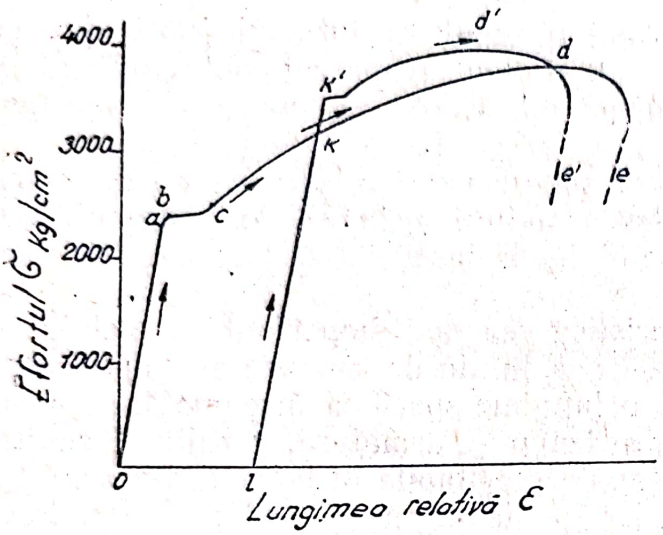


Fig. 35. Diagrama deformațiilor la întindere ale oțelului moale.

Conform normelor N și TU—3—49, limita de curgere de calcul σ_c se ia egală, pentru St 0 cu 2500 kg/cm², iar pentru St 3—2500 sau 2850 kg/cm², (în funcție de felul elementului și de marca betonului).

Ca valoare de calcul a lui σ_c se ia o valoare medie a limitelor de curgere, iar nu valoarea lor minimă de recepție. Limitele de curgere de calcul pentru oțelurile speciale sunt indicate mai departe.

Dacă elementul de beton armat este supus la acțiunea unei temperaturi înalte, iar armătura se încălzește la temperaturi peste 300°C, limita de rupere de calcul se reduce cu un coeficient egal cu $\frac{700-t}{400}$ în care t este temperatura armăturii, în grade C.

Valoarea limitei de curgere pentru oțel se ia aceeași în cazul compresiunii ca și în cazul întinderii, deoarece, în realitate, diferența dintre ele este foarte mică.

Proprietățile elastice ale oțelului la eforturi unitare care nu depășesc limita de proporționalitate sunt caracterizate prin modulul de elasticitate E_a, a cărui valoare este aproape aceeași pentru toate mărcile de oțel; în calcule, se ia egală cu $E_a = 2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm².

Pentru a fi posibilă îndoirea barelor la confecționarea armăturii, precum și în cazuri de suprasolicitare a construcției, oțelul trebue să aibă o plasticitate suficientă, care se apreciază prin valoarea lungirii specifice la ruperea epruvetei. Valoarea minimă a lungirii specifice la rupere este stabilită conform GOST 960—48, astfel : pentru St 3—21%, pentru St 0—18%.

Scanned with OKEN Scanner

Trebue notat că deformaţia specifică limită (pentru acelaş oţel) este ceva mai mică, iar limita de curgere este ceva mai mare, la barele subţiri decât la cele groase, fapt care se datoreşte influenţei trefilării la rece. Deaceea, în unele cazuri când în calcul se prevede armarea elementului cu bare subţiri (până la 12 mm), se ia pentru ele o limită de curgere mai mare decât pentru cele groase.

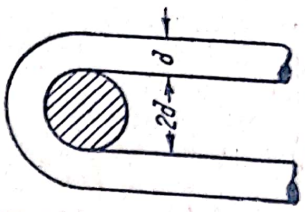


Fig. 36. Incercarea la îndoire.

Pentru verificarea plasticităţii oţelului beton este bine să se facă încercarea lui la îndoirea în stare rece; în locul unde se face îndoitura (fig. 36) diametrul buclei se ia egal cu dublul diametrului barei care se încearcă. In cursul acestei încercări în zona întinsă a barei nu este permis să se producă niciun fel de fisuri, rupturi sau exfolieri.

3. Felurile armăturilor flexibile (ale oţelului beton)

Pe lângă proprietăţile mecanice ale oţelului întrebuinţat pentru armătură, o mare importanţă o prezintă atât forma secţiunii, cât şi aspectul suprafeţei barelor.

Secţiunea rotundă a barelor este cea mai avantajoasă în ce priveşte aderenţa la beton. Afară de acest avantaj, secţiunea nu prezintă muchii ascuţite, care să pătrundă în beton şi să contribue la formarea fisurilor. Deasemenea fabricarea armăturii în bare rotunde este mai comodă decât aceea în bare pătrate, dreptunghiulare sau cu secţiuni de altă formă. Deaceea barele de armătură cu secţiune rotundă sunt cele mai răspândite.

Pentru a ridica limita de curgere a oţelului beton şi pentru a se realiza o economie de metal, oţelurile moi sunt supuse unei prelucrări prealabile la rece, în vederea obţinerii ecruisării lor.

Metoda cea mai simplă de prelucrare de acest fel care permite să se folosească destul de complect proprietăţile mecanice ale oţelului moale, se realizează printr'o aşa numită „calibrare forţată".

Potrivit acestei metode, barele de oţel sunt supuse la o întindere prealabilă, la eforturi unitare cu valori stabilite dinainte, care depăşesc limita de curgere prevăzută în norme pentru oţelul dat. De exemplu, dacă se întinde oţelul St 0 cu limita de curgere de 2500 kg/cm², supunându-l la un efort unitar de 3200 kg/cm², limita lui de curgere va avea imediat după întindere aceeaşi valoare, iar peste câteva zile va creşte până la 3500 kg/cm² şi ca urmare, rezistenţa oţelului se va mări cu 40%.

Dacă se aplică această metodă, valoarea noii limite de curgere a oţelului este cunoscută, stabilită exact şi egală pentru toate barele; s'ar putea spune că barele se „calibrează" după proprietăţile lor mecanice, fapt care a făcut ca această metodă să poarte denumirea de „calibrare forţată" a oţelului. Pentru calibrarea forţată[1]) a fost elaborat un dispozitiv mecanic, care poate fi cuplat în lanţul unei instalaţii de trolii; acest dispozitiv se întrebuinţează deobicei pe şantierele de construcţii, pentru desfăşurarea şi îndreptarea armăturilor.

[1]) Calibrarea forţată a oţelului beton după metoda ing. L. M. Mitpanz, Stroiizdat, 1946.

La elementele de construcții de beton armat, cu armătura legată obișnuit se recomandă să se adopte următoarele limite de curgere de calcul pentru St 0 și St 3, prelucrate după metoda calibrării forțate; pentru barele întinse, cu diametrul până la 12 mm — 3000 kg/cm², iar pentru barele comprimate — 2500 kg/cm². La elementele armate cu carcase sudate, la care se asigură o mai bună ancorare a armăturii: pentru barele întinse cu diametrul până la 12 mm — 3500 kg/cm², în cazul diametrilor mai mari decât 12 mm — 3000 kg/cm². Pentru cele comprimate se ia 2500 kg/cm².

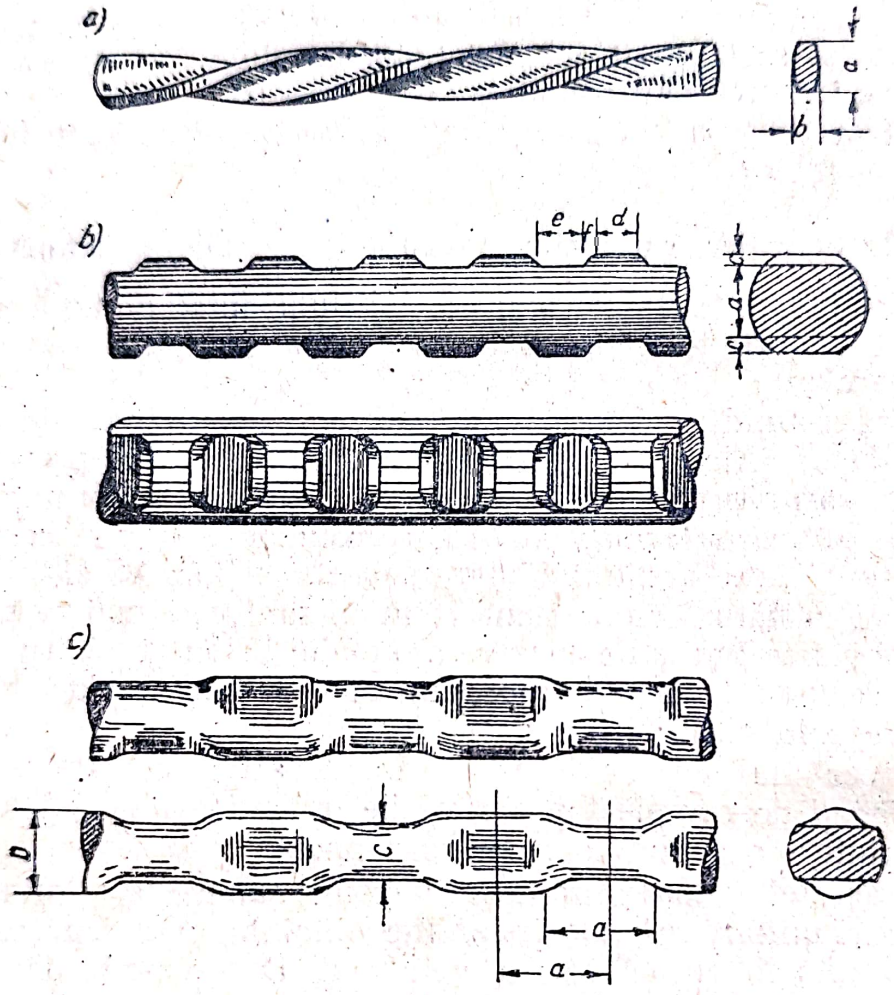


Fig. 37. Diferite feluri de oțel-beton prelucrat la rece:
a — răsucit; b — turtit în laminorul sistem Iacovlev și Gorețchi;
c — turtit în laminorul sistem Avacov

O astfel de limitare a valorii σ_c adoptată în calcule față de eforturile mai mari de calibrare, se datorește necesității de a se asigura aderența barelor rotunde la beton, pe toată lungimea lor și de a se evita o deschidere apreciabilă a fisurilor.

Pentru barele comprimate, limita de curgere nu se mărește, deoarece ecruisarea metalului, obținută în urma întinderii, nu poate fi folosită în cazul eforturilor de sens contrar.

In practică se utilizează și alte metode de prelucrare la rece a barelor de oțel moale; răsucirea, turtirea și trefilarea.

Prin răsucirea barelor cu secțiuni pătrate, ovale sau dreptunghiulare, se obține o armătură răsucită (fig. 37, *a*). Răsucirea se face folosind

bancuri speciale (sistem Carmanov şi altele). La răsucirea barei, lungimea ei iniţială nu se schimbă realizându-se astfel întinderea şi ridicarea limitei de curgere. Forma elicoidală a suprafeţei măreşte în mod sensibil aderenţa armăturii la beton. Pasul de răsucire se ia: pentru barele ovale, de 8 până la 10 ori diametrul mic al ovalului, iar pentru cele de secţiune dreptunghiulară, de 6 până la 8 ori dimensiunea laturii mari a secţiunii. Limita de curgere de calcul pentru barele întinse de armătură răsucită supuse la întindere (calculând după secţiunea barei dinainte de răsucire) se ia egală cu 3500 kg/cm². Sortimentul de oţel beton rotund este dat în tabela 3 a anexei IX. Oţelul beton împletit, obţinut prin împletirea a două bare rotunde de acelaşi diametru, s'a dovedit a fi mult mai puţin eficace în ce priveşte aderenţa lui la beton şi mult mai complicat la fabricare, decât cel răsucit dintr'o singură bară. Deaceea nu se mai recomandă pentru a fi întrebuinţat în construcţii.

Oţelul beton turtit, cu profil periodic (fig. 37, *b*), se obţine din bare rotunde cu diametrul de 6—28 mm, trecându-le forţat la rece între două valţuri striate ale unui laminor special, sistem M. I. Iacovlev şi A. I. Goreţchi. In timpul întinderii, bara se turteşte, formându-se pe două părţi opuse ale ei suprafeţe striate cu ieşituri dispuse perpendicular pe axa barei. Sortimentul de oţel beton turtit este dat în tabela 4 a anexei IX.

Noul tip de oţel beton (cu diametrul de 6—28 mm), propus de A. I. Avacov, se prezintă, deasemenea, sub formă de bare turtite (fig. 37, *c*), însă cu adânciturile aşezate alternativ pe două direcţii perpendiculare între ele. Turtirea se realizează în laminoare speciale având o capacitate mare de producţie. Laminorul are o pereche de valţuri cu zimţuri, ale căror teşituri sunt aşezate sub un unghi de 90°, şi execută adânciturile pe suprafaţa barei laminate concomitent în două planuri perpendiculare între ele. Porţiunile dintre adânciturile îşi păstrează secţiunea rotundă; după cum arată însă cercetările, din cauza lungimilor reduse ele îşi măresc într'o măsură oarecare rezistenţa. Sortimentul oţelului turtit alternativ este dat în tabelele 5 şi 6 ale anexei IX.

Avantajele ambelor tipuri de oţel beton turtit, faţă de cel răsucit constau în felul simplu de executare. Limita de curgere pentru barele întinse se ia de 3500 kg/cm², socotită la secţiunea barei înainte de turtire.

Pentru oţelul beton turtit există noţiunea de „diametru echivalent", adică diametrul barei rotunde având suprafaţa secţiunii de aceeaşi mărime.

Oţelul beton prelucrat cu profil periodic laminat la cald, fabricat în uzine, prezintă avantaje însemnate faţă de oţelul beton prelucrat la rece pe şantiere.

Oţelul beton prelucrat cu profil periodic laminat la cald se fabrica la început (în 1950) din oţel marca St Ot, cu diametrul cuprins între 12 şi 32 mm.

Deoarece oţelul St Ot nu se pretează suficient de bine la sudură, în noul proiect de standard s'a prevăzut ca acest oţel-beton să se fabrice din oţel marca St 5, sortimentul lărgindu-se totodată până la diametrii de 36—60 mm, care se laminează la comenzi speciale[1]).

[1]) Pentru construcţii hidrotehnice, poduri mari, fundaţii pentru utilaje grele, clădiri înalte etc.

Scanned with OKEN Scanner

Oţelul beton cu profil periodic laminat la cald se prezintă sub forma unei bare rotunde cu proeminenţe dese, dispuse după o linie elicoidală triplă, cu două nervuri longitudinale (fig. 38). Numerele acestui oţel beton corespund diametrilor de calcul ai barelor rotunde având aceeaşi suprafaţă a secţiunii. Rezistenţa de rupere la întindere a acestui oţel nu este mai mică decât 5000 kg/cm², limita de curgere de calcul de 3500 kg/cm² (mi-

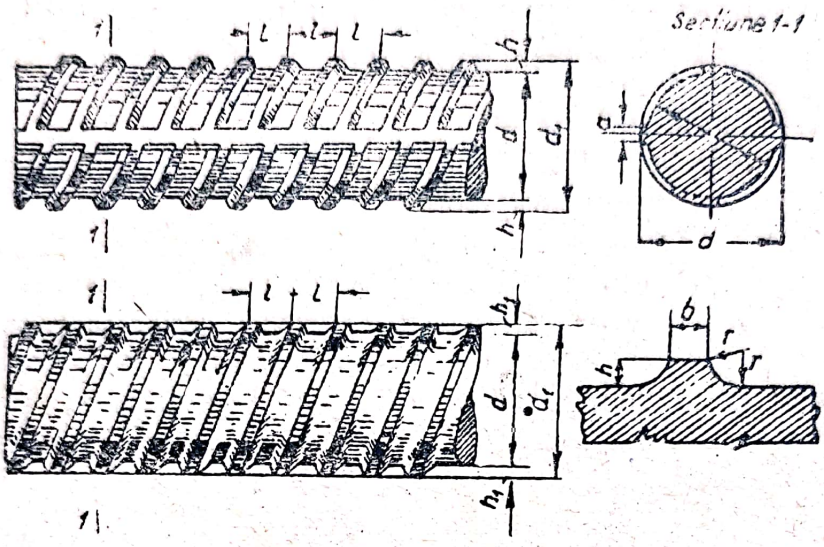


Fig. 38 Oţel beton cu profil periodic laminat la cald

nimum de recepţie 2800 kg/cm²), lungirea specifică la rupere de 15—17%, diametrul de îndoire la încercarea la îndoire, de 3 d. Oţelul poate fi întrebuinţat atât pentru bare întinse cât şi pentru bare comprimate. Prin întrebuinţarea acestui oţel beton se realizează în medie o economie de metal de 25%. Sortimentul oţelului beton laminat la cald este dat în tabela 7 a anexei IX.

Profilul oţelului beton profilat la cald a fost adoptat de Institutul ŢNIPS, pe baza unor experienţe de lungă durată — constatându-se că este cel mai bun în privinţa sporirii aderenţei dintre armătură şi beton. La smulgerea acestor bare din masa de beton din cauza ruperii betonului în direcţia transversală, fisurile longitudinale apar mai târziu şi se desvoltă mai încet decât atunci când se întrebuinţează profile răsucite.

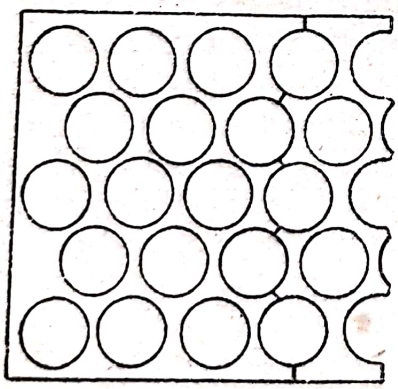


Fig. 39. Tablă găurită pentru armătură.

In unele cazuri se întrebuinţează ca armătură aşa numita „tablă perforată“ (fig. 39), care se prezintă sub formă de benzi de oţel cu găuri de diferite forme (mai ales rotunde) reprezentând rebuturile dela stanţarea pieselor din table subţiri de oţel.

Când sunt folosite ca armătură de rezistenţă (în locul barelor cu diametrul până la 8 mm), benzile de platbande găurite trebue să aibă o grosime de cel puţin 2 mm; când sunt folosite ca armătură constructivă, de cel puţin 1,3 mm. Secţiunea de calcul a tablei platbande găurite se stabileşte după secţiunea minimă în linie frântă. Limita de curgere de calcul

se ia de 2500 kg/cm², ea putând fi luată și mai mare atunci când se fac încercări speciale.

Pentru armarea plăcilor se întrebuințează pe scară tot mai largă plasele sudate, gata executate, făcute din sârmă de oțel trasă la rece, care se obține prin trefilare (sau calibrare forțată) din oțel St 3 obișnuit. Barele

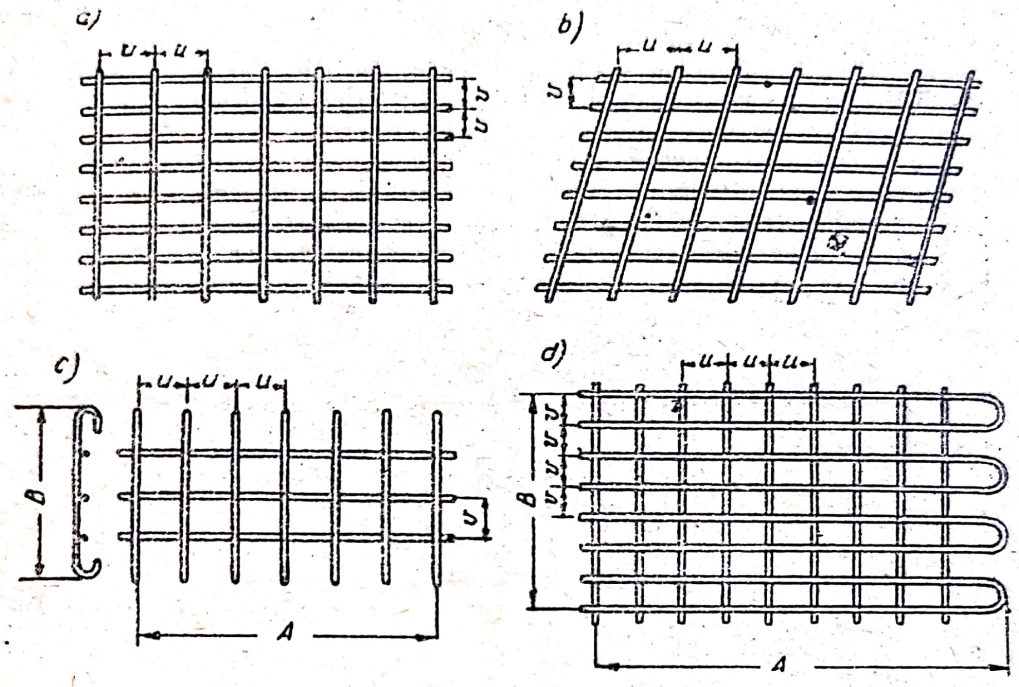


Fig. 40. Diferite feluri de plase sudate.

plasei se intersectează sub unghiuri drepte (fig. 40, *a*) și sunt solidarizate la intersecții cu sudură electrică prin puncte, cu rezistență de contact. In unele cazuri se execută și plase, la care barele sunt dispuse după unghiuri ascuțite (fig. 40, *b*), plase cu ciocuri la capetele barelor (fig. 40, *c*) și plase cu armătura de rezistență din câte două bare formate prin îndoirea unei bare lungi (fig. 40, *d*). Diametrul sârmelor folosite la plase este de 3—10 mm.

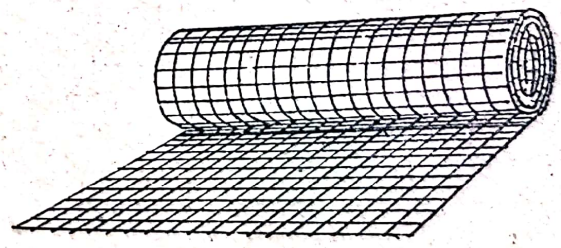


Fig. 41. Plasă sudată în formă de sul.

Plasele sunt de două tipuri: în suluri (fig. 41) și sub formă de pânze întinse. Când se execută în suluri, lungimea este limitată prin greutatea totală de 150 kg și depinde de lățimea pânzei și de diametrul sârmelor. Plasele în suluri sunt la rândul lor de două tipuri principale: cu armătura de rezistență longitudinală și cu armătura de rezistență transversală.

Lățimea sulurilor cu armătură de rezistență longitudinală este de 1,95—2,00 m, iar cea a sulurilor cu armătură de rezistență transversală de 1,0—2,6 m. Plasele plane sub formă de pânze întinse se execută cu lungimea de 2,0—5,1 m și lățimea de 2,0—2,7 m.

Sortimentul plaselor în suluri și al celor întinse este dat în tabela 8. a anexei IX.

Limita de curgere de calcul pentru plase se ia: în cazul sârmelor cu diametrul de maximum 6 mm, obținute prin trefilare, $\sigma^c = 4500$ kg/cm², iar pentru cele cu diametrul de 7—10 mm, de 3500 kg/cm²; pentru barele de oțel, marca St 3, supuse la calibrare forțată, cu diametrul până la 12 mm, de 3500 kg/cm².

Prin întrebuințarea plaselor în suluri se realizează o economie de metal de 40—50% și se reduce volumul de muncă cu 60—80%.

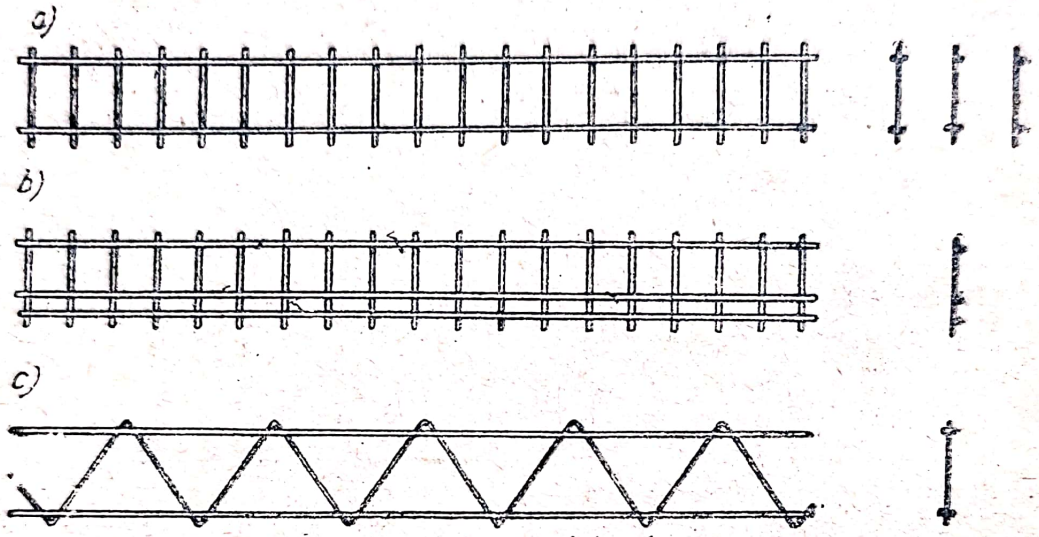


Fig. 42. Carcase sudate plane.

In scopul accelerării și ieftinirii lucrărilor de armătură și lucrărilor de beton armat, în general, s'au introdus în practică și carcasele sudate, întrebuințate atât la betonul armat monolitic, cât și la cel prefabricat. Carcasele sudate pot fi carcase plane sau carcase în spațiu[1]).

Carcasele plane se execută în mod asemănător cu plasele sudate sub formă de pânze de o lungime anumită. Ele constau din bare longitudinale de rezistență și din bare de montaj, așezate transversal, deobicei drepte: barele de rezistență se așează alăturat (fig. 42, *a*), sau una deasupra celeilalte (fig. 42, *b*); în locul barelor transversale drepte se întrebuințează uneori o armătură în formă de zigzag (fig. 42, *c*).

Incercări de a se întrebuința carcase sudate plane au fost făcute încă în 1939—1940. Ele nu s'au bucurat atunci de succes, deoarece se constatase că sunt complicate și necesită un mare volum de muncă, întrucât erau executate manual, utilizându-se sudura cu arc electric. Numai aplicarea sudurii electrice cu rezistență de contact prin puncte a permis să se mecanizeze procesul de executare a carcaselor, fapt care le-a făcut să fie mai avantajoase decât armăturile obișnuite legate.

Pentru confecționarea carcaselor sudate cu ajutorul sudurii electrice prin puncte se întrebuințează: a) laminate rotunde de oțel marca St 0 și St 3, cu diametrul până la 26 mm inclusiv; b) laminate rotunde din aceleași oțeluri, supuse la calibrare forțată, cu diametrul până la 22 mm; c) bare

[1] Despre carcasele de rezistență în spațiu, v. mai departe capitolul XI.

turtite la rece (pentru armătură întinsă); d) oțel cu profil periodic laminat la cald (pentru armătură întinsă și comprimată).

Dacă la plase și la carcase se întrebuințează bare turtite, este necesar ca ele să fie așezate astfel, încât locurile de sudură să nu corespundă cu porțiunile plane ale barelor, rezultate din turtire (fig. 43). Dacă se execută carcase de oțel beton turtit la rece sau laminat la cald, cu profil periodic, nu se admite îndoirea lor după sudare.

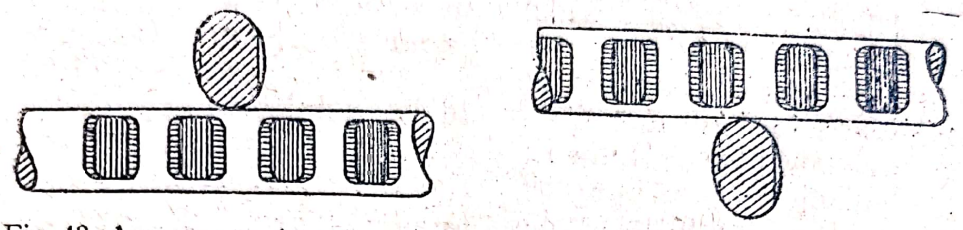


Fig. 43. Așezarea reciprocă a barelor turtite, în cazul sudurii „în cruce"

Limitele de curgere de calcul sunt stabilite pentru armătura întinsă și comprimată din oțel St 0 — la 2500 kg/cm², iar din oțel St 3 — la 2850 kg/cm²; pentru armătura întinsă din oțel St 3, supus la calibrare forțată; la un diametru al barelor până la 12 mm, limita de curgere la 3500 kg/cm², iar pentru un diametru mai mare decât 12 mm și deasemenea pentru armătura de oțel St O, îndependent de diametrul barelor, la 3000 kg/cm². Pentru oțel beton cu profil periodic, laminat la cald și pentru cel turtit la rece, limita de curgere se consideră de 3500 kg/cm².

Plasele și carcasele sudate prezintă o serie de avantaje în comparație cu armătura obișnuit legată. Datorită existenței barelor transversale sudate solid, plasele și carcasele odată înglobate în beton, se ancorează bine în acesta, ceeace mărește rezistența la fisurare a betonului armat. Rigiditatea mare a carcaselor, ușurează în unele cazuri și execuția cofrajelor, deoarece în timpul betonării, o parte din sarcini pot fi transmise carcasei.

In afară de economia de oțel avantajul principal al întrebuințării carcaselor și plaselor din armătura sudată îl constitue faptul că o parte din lucrările de fasonare și asamblare a armăturilor se fac în fabrici și în atelierele de construcție, ușurându-se prin aceasta și accelerându-se executarea lucrărilor. In același timp, pe șantier se pot utiliza muncitori mai puțin calificați și se pot evita mai ușor greșelile. De exemplu, toată operația de armare a plăcii se rezumă la desfășurarea plasei, așezând-o pe cofraj și legând cu sârmă arsă plasele dintre ele. Atunci când se întrebuințează plase și carcase mari sudate (în spațiu), este indicat ca la montarea armăturii să se folosească macarale.

Dacă elementul se armează cu bare separate din laminate obișnuite cu secțiunea rotundă și diametrul variind între 5 și 50 mm, trebue să se evite barele prea groase, la care suprafața de aderență este mai mică decât la un număr de bare mai subțiri, având aceeași secțiune totală; afară de aceasta, la barele groase eforturile se repartizează mai puțin uniform în secțiunea de beton armat.

La proiectarea elementelor armate cu bare separate, trebue să se aleagă, în limita posibilităților, cât mai puține bare cu diametri diferiți, deoarece în caz contrar nu numai că se măresc dificultățile de aprovizio-

nare a şantierului cu oţel beton, dar se produc mai uşor greşeli în timpul lucrărilor. Pentru a se evita greşelile, este necesar ca pe şantier diametrii barelor să poată fi uşor deosebiţi cu ochiul liber; pentru aceasta diferenţa dintre ei trebue să fie de cel puţin 2—3 mm; totodată, trebue să se aleagă diametrii cei mai uzuali.

Pentru plăci se pot recomanda diametrii de 6, 8, 10, 12 mm, iar pentru grinzi şi stâlpi de 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30, 33, 36 şi 40 mm. Intrebuinţarea simultană a barelor cu diametri diferiţi, de exemplu de 9 şi de 10 mm, este inadmisibilă. Lungimea obişnuită a barelor cu diametrul mai mare decât 10 mm este de 9—12 m; pentru construcţii mari însă se recomandă uneori, în mod special, bare de lungimi mai mari; acestea din urmă sunt mai costisitoare, însă nu necesită înnădiri. Oţelul beton cu diametrul până la 10 mm inclusiv poartă numele de armătură subţire; acest beton este furnizat în colaci şi are o lungime mai mare decât 40 m.

Solidarizarea armăturilor între ele se realizează deobicei prin legare cu sârmă arsă, având diametrul de 1,0—0,8 mm.

4. Ciocuri, bare ridicate, înnădiri

Pentru a preveni alunecarea în beton a barelor rotunde, supuse la întindere, capetele lor se îndoiesc deobicei în formă de ciocuri.

Cea mai potrivită formă de cioc este cea semicirculară (fig. 44). Diametrul interior minim al ciocului a fost stabilit la început, pe baza experienţelor, de cinci ori diametrul barei; în prezent însă, normele din diferitele ţări l-au redus la de 4—2,5 ori acest diametru. Conform normelor N şi TU — 3 — 49, diametrul interior al ciocului trebue să fie de cel puţin 2,5 ori diametrul barei; la betonul armat uşor diametrul ciocurilor pentru bare cu diametrul de 8—20 mm, trebue să fie de două ori mai mare, adică de $5d$ — şi, afară de aceasta, atunci când diametrul barelor este mai mare decât 12 mm, se introduc sub ciocuri scurtături cu un diametru cel puţin egal cu acela al armăturii de rezistenţă. In cazul barelor cu diametri mai mari decât 16 mm, scurtăturile trebue să fie sudate.

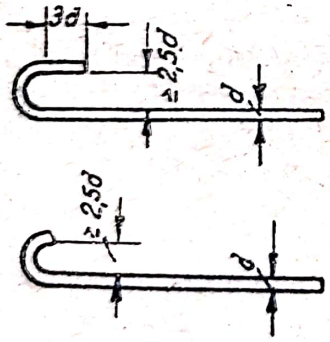


Fig. 44. Ciocuri semicirculare.

Dacă ciocurile se execută mecanizat, porţiunea dreaptă de $3d$ dela capătul ciocului (fig. 44) poată să lipsească.

Capetele armăturii răsucite, turtite şi cu profil periodic se lasă deobicei fără ciocuri.

Diferitele feluri de îndoire a barelor se execută conform normelor N şi TU, după un arc de cerc cu raza de cel puţin $15d$, pentru a se evita sfărâmarea betonului sub presiunea barei în punctul de îndoire (fig. 45, *a*). La betonul armat uşor, pentru barele cu diametrul mai mare decât 12 mm, este necesar să se aşeze scurtături şi în locurile de îndoire (fig. 45, *b*).

Innădirile armăturilor se realizează în modul următor: la înnădirile prin suprapunere, fără sudură (fig. 46), capetele barelor armăturii netede,

prevăzute cu ciocuri, se petrec cu 30 de diametri pentru barele întinse și cu 20 de diametri pentru barele comprimate.

La elementele construcțiilor monolitice care lucrează la încovoiere sau la întindere, suprafața secțiunii barelor întinse care se înnădesc prin suprapunere în aceeași secțiune a elementului, fără sudură, trebue să fie de cel mult 25% din suprafața totală.

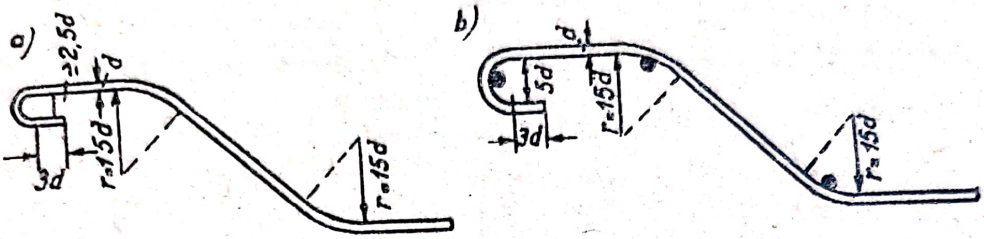


Fig. 45. Bare ridicate:
a — în beton obișnuit; b — în beton ușor

Este obligatoriu, ca înnădirile barelor din elementele care lucrează numai la întindere (de exemplu la tiranți), indiferent de diametrul lor, să fie executate prin sudură sau folosind manșoane de strângere.

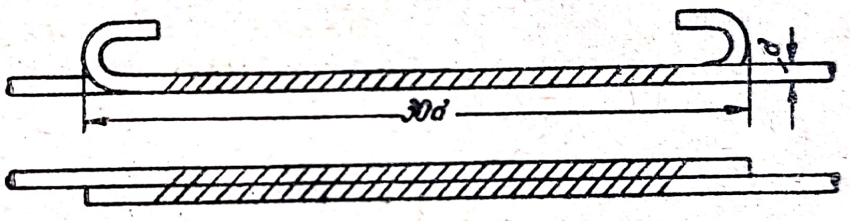


Fig. 46. Innădire legată.

Armătura întinsă — răsucită, turtită și cu profil periodic — nu se sudează, ci se înnădește prin suprapunere fără ciocuri petrecând numai capetele barelor și anume, dacă diametrul echivalent este sub 18 mm — cu 45 d_{ech}, iar în cazul diametrului echivalent de 18 mm sau mai mult — cu 60 d_{ech}.

Înnădirile sudate se execută prin sudura cu arc electric sau de contact.

1. *Innădirea cap la cap*, executată prin sudură electrică de contact se aplică numai la confecționarea armăturii înafara șantierului, atunci când, din două sau din mai multe bare scurte cu diametrul de cel puțin 14 mm și care nu au fost supuse unei prelucrări mecanice, se confecționează una singură, mai lungă.

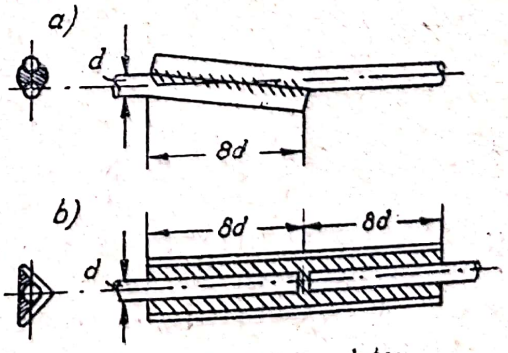


Fig. 47. Innădiri sudate:
a — prin suprapunere; b — cu eclisă.

2. *Innădirea barelor*, executată prin *sudură cu arc* electric. Nu se admite ecruisarea prealabilă a acestor bare.

La înnădirile prin *suprapunere* (fig. 47, *a*), lungimea cusăturii sudate trebue să fie de cel puțin 8*d*; în acest caz, capetele barelor care urmează să fie sudate trebue să fie astfel așezate, încât, sub acțiunea efortului din ele, înnădirea să nu se deformeze.

La *înnădirile cu eclisă* (fig. 47, *b*) capetele barelor care se așează într'un jghiab format dintr'o platbandă, îndoită sub un unghi de 120° trebue dispuse cap la cap; fiecare bară se sudează de eclisă, pe ambele părți, pe o lungime de cel puțin 8 *d*.

Înnădirile plaselor sudate — pe direcția barelor de rezistență — se execută prin suprapunere (fig. 48, *a*) petrecându-se capetele cu 30 *d* ai armăturii de rezistență, însă pe o lungime cel puțin egală cu două ochiuri plus 5 cm, însă minimum 25 cm; în cazul unor diametri ai barelor de rezistență mai mari decât 16 mm, se recomandă ca înnădirea să se execute în modul arătat în figura 48, *b*.

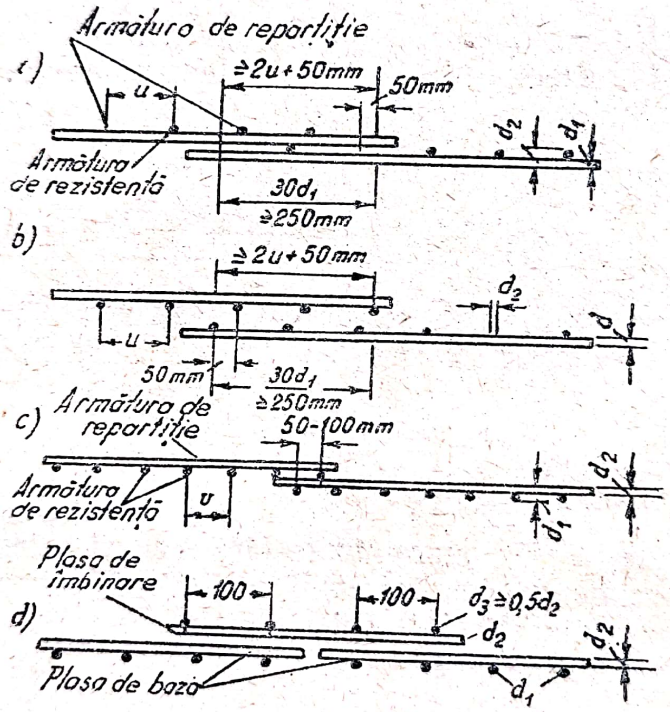


Fig. 48. Înnădirea plaselor sudate

Pe direcția barelor de repartiție înnădirea se execută (fig. 48, *c*), în cazul armăturii de repartiție cu diametrul până la 4 mm, prin petrecerea capetelor cu 5 cm, iar în cazul diametrilor mai mari decât 4 mm, prin petrecerea capetelor cu 10 cm; această înnădire se poate realiza și cu plase ușoare de înnădire (fig. 48, *d*) aplicate pe rost.

Înnădirile de rezistență ale carcaselor sudate, la care barele longitudinale sunt așezate pe o singură parte, se execută în acelaș mod cu înnădirile plaselor sudate (fig. 48, *a* și *b*). Nu se admite înnădirea prin suprapunere a carcaselor la care barele longitudinale sunt așezate pe ambele părți.

5. Armătura rigidă

Armătura rigidă este întrebuințată sub formă de grinzi laminate sau nituite (fig. 49), șine etc., precum și sub formă de carcase portante, sudate, din bare rotunde, uneori de diametri mari, sau corniere, având aspectul unor sisteme cu zăbrele[1]).

Betonul armat cu armătura rigidă are, în comparație cu betonul armat obișnuit, avantaje foarte însemnate, dintre care amintim posibilitatea de a betona construcția în cofraje suspendate fără a se executa schele de susținere. Aceasta permite o mare economie de material lemnos și reducerea termenelor de execuție; betonul armat cu armătura rigidă permite deasemenea executarea rapidă a construcțiilor. Deosebit de avantajoasă este întrebuințarea betonului armat cu armătură rigidă pentru scheletul clădirilor cu multe etaje, la executarea cărora se poate realiza același ritm ca și la carcasele metalice.

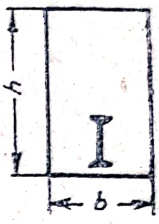


Fig. 49. Secțiune de grindă cu armătură rigidă din profil dublu T laminat.

In cazul când se întrebuințează armătura rigidă, consumul de metal este mai mare decât atunci când se întrebuințează armătura elastică; totuși acest consum este mai redus (cu 30—50%) în comparație cu construcțiile metalice.

Armătura rigidă este întrebuințată de cele mai multe ori în combinație cu armătura flexibilă.

§ 3. CONLUCRAREA BETONULUI CU ARMATURA

1. Aderența dintre armătură și beton

Prin aderență se înțelege rezistența pe care bara betonată o opune la smulgerea ei sau la împingerea ei afară din beton. Dacă lungimea de încastrare a barei este destul de mare, această rezistență poate fi atât de puternică, încât rezistența oțelului la întindere va fi întrecută mai curând decât aderența barei la beton, repartizată pe conturul ei.

Pentru explicarea fenomenului de aderență a armăturii la beton se pot indică două cauze principale.

Inainte de toate, datorită contracției betonului, adică prin reducerea volumului său, în timpul întăririi acestuia în aer se produce strângerea în beton a barei și ca urmare, lunecarea ei va fi împiedecată de *forțele de frecare*.

Apoi, la lunecarea barelor se opun forțele de aderență.

Experimental s'a dovedit că se produce o încleire între barele de oțel și masa coloidală a mortarului de ciment sau beton, adică fenomenul propriu zis de aderență. De exemplu, pentru a îndepărta depe o placă de oțel un mortar 1 : 3 cu o vechime de 45 de zile, este necesar să se aplice un efort unitar normal pe placă, variind între 5 și 19 kg/cm², în funcție de starea suprafeței plăcii și de felul cum a fost păstrată epruveta; dacă aceasta a fost păstrată într'un mediu umed, aderența este mai mare.

[1]) In mod mai amănunțit v. capitolul XI.

In experienţe şi la calcul, factorii indicaţi — frecarea şi aderenţa — nu se pot separa, ci se stabileşte o valoare globală a aderenţei sau a aşa numitei rezistenţe la lunecare (smulgere) raportată la 1 cm² de suprafaţă exterioară a armăturii.

După cum s'a arătat mai sus, aderenţa armăturii la beton constitue factorul de bază, care asigură conlucrarea betonului şi a oţelului. Deaceea, îndeplinirea tuturor condiţiilor pentru asigurarea aderenţei necesare este extrem de importanţă.

Mărimea efortului unitar de aderenţă τ_{ad}, după cum arată numeroase experienţe, depinde de mulţi factori.

Aderenţa creşte în funcţie de mărirea dozajului cimentului în beton şi se micşorează în urma măririi conţinutului în apă: aceste constatări dau indicaţii asupra legăturii dintre aderenţă şi raportul A/C. De exemplu, din experienţe reiese că pentru un conţinut în apă de 15%, forţa de aderenţă este egală cu 23,7 kg/cm², pentru 18% apă — 13,0 kg/cm², iar pentru 21% apă (beton turnat) — 6,4 kg/cm².

Aderenţa se măreşte, deasemenea, în funcţie de creşterea vârstei betonului, fapt care se explică prin sporirea rezistenţei pietrei de ciment şi creşterea contracţiei. După cum rezultă din experienţe, această creştere reprezenta 70%, când vârsta betonului ajungea dela 4 săptămâni la 4 ani.

Valoarea aderenţei depinde şi de metoda de turnare a betonului: vibrarea măreşte rezistenţa la lunecare a armăturii în beton.

In sfârşit, aderenţa mai depinde de forma secţiunii barelor: pentru barele rotunde ea este mai mare decât pentru barele cu feţe plane. Astfel, după cum reiese din experienţele efectuate cu privire la aderenţă, pentru bare rotunde, aceasta a fost de 35,8 kg/cm²; pentru bare pătrate, de 30,2 kg/cm², iar pentru platbande de oţel, de 20,5 kg/cm².

Barele cu profil periodic opun la smulgere o rezistenţă la lunecare, de 1,5 ori mai mari decât barele rotunde.

Dacă bara are o suprafaţă rugoasă, de exemplu, atunci când are o pojghiţă provenită din cauza laminării sau din cauza ruginei care nu poate fi îndepărtată, rezistenţa la lunecare este mai mare decât în cazul unei suprafeţe complect netede.

Trebue să se noteze că eforturile unitare de aderenţă se repartizează neuniform dealungul barei (fig. 50); odată cu creşterea lungimii barei, efortul unitar mediu de calcul $\tau_{ad} = \frac{Z}{ul}$ (în care u este perimetrul barei şi l — lungimea ei) se micşorează, efortul maxim τ_{ad} rămânând constant pentru epruveta dată.

Rezistenţa barei la lunecare este mai mare în cazul împingerii decât în cazul smulgerii ei, aceasta explicându-se prin deformaţiile transversale de dilatare ale barei însăşi.

Potrivit experienţelor efectuate la Institutul ŢNIPS, o îngheţare timpurie a betonului armat are drept consecinţă o reducere bruscă a aderenţei dintre armătură şi beton.

Rezistenţa la lunecare s'a determinat deasemenea, şi la încovoierea grinzilor (armate diferit), în care eforturile unitare de aderenţă cresc treptat dela mijlocul grinzii către reazeme. In general, rezistenţele la lune-

Scanned with OKEN Scanner

care obținute atunci când grinzile lucrează la încovoiere, concordă cu rezultatele încercărilor la smulgerea directă a barelor.

Din experiențe s'a constatat că, datorită montării etrierilor, rezistența la smulgere a armăturii longitudinale crește cu 25%.

Pe baza experiențelor se poate considera că aderența armăturii la beton, pentru betoanele obișnuite, este $\tau_{ad} = 25—35$ kg/cm². Aceasta este apropiată ca valoare de rezistența de rupere la forfecare a betonului.

Potrivit experiențelor mai vechi, raportul mediu dintre rezistența la lunecare și rezistența betonului la compresiune este egal cu 0,19; experiențele cele mai noi au arătat că acest raport se micșorează odată cu creșterea mărcii betonului.

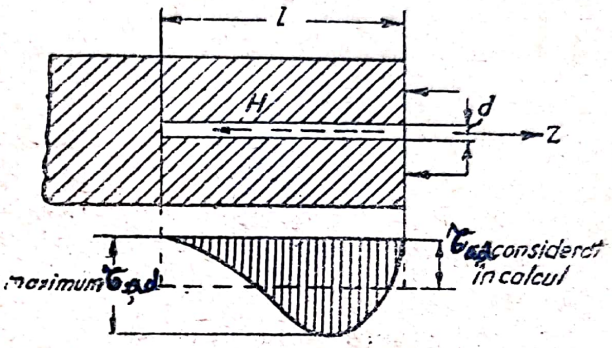


Fig. 50. Diagrama eforturilor unitare de aderență în cazul smulgerii barei de beton.

Pe lângă forța de aderență dintre beton și armătură, care opune rezistență la lunecare, aceasta din urmă se mărește în practică prin executarea de ciocuri la capetele barelor. Același scop se urmărește — concomitent cu acela de a ridica limita de curgere — întrebuințându-se oțelul beton special — răsucit, turtit sau cu profil periodic.

Lungimea minimă necesară de încastrare a barei rotunde se poate stabili aproximativ din condiția ca bara să fie fixată solid până în momentul când armătura atinge limita de curgere. Egalând eforturile de întindere și de lunecare, luând drept exemplu un efort de aderență $\tau_{ad} = 25$ kg/cm² (fig. 50), se obține:

$$\frac{\pi d^2}{4} \cdot 2500 = 25\ \pi\ dl;\quad l = \frac{2500d}{4.25} = 25\ d.$$

2. Contracția betonului în elemente de beton armat

Influența armăturii asupra valorii contracției și umflării betonului este reprezentată sugestiv prin curbele (fig. 51) trasate după rezultatele încercărilor efectuate asupra unor epruvete de beton simplu și armat, în decursul unui interval de șase ani.

Pe aceste grafice sunt date variațiile specifice ale lungimii epruvetelor prismatice, de ambele feluri, păstrate în apă și în aer (la temperatura de 15—22°). Cea mai mare creștere a contracției se produce în primul an de întărire, iar în primele 3 luni ea este egală aproximativ cu jumătatea din cea anuală. Deformațiile epruvetelor de beton simplu și armat sunt mult mai mari în cazul întăririi lor în aer, decât în cazul întăririi în apă. *Prezența armăturii* reduce mai mult decât la jumătate contracția și umflarea betonului.

Fenomenele de contracție și de umflare a betonului sunt foarte importante pentru elementele de beton armat, doarece datorită lor se nasc eforturi unitare inițiale în beton și în armătură.

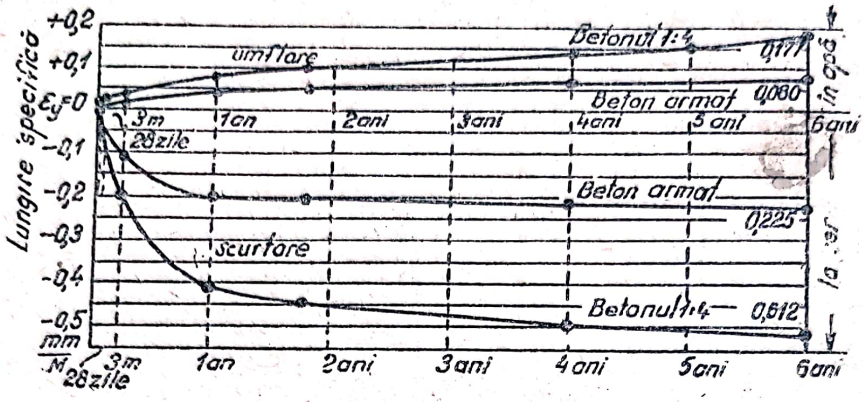


Fig. 51. Diagramele contracției și umflării betonului simplu și a celui armat

Se va examina în mod special influența contracției, deoarece cazul obișnuit este acela al întăririi betonului în aer.

Să ne închipuim un stâlp de beton simplu (fig. 52) care, din cauza contracției, se scurtează cu o lungime $\triangle l$. Deoarece acestei deformații nu i se împotrivește nimic — nu se nasc eforturi în beton.

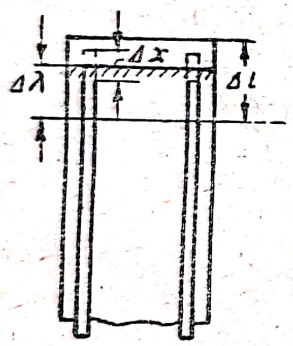


Fig. 52.

Dacă într'un astfel de stâlp vor fi introduse și betonate bare de oțel, în jurul circumferinței acestora se vor produce în timpul întăririi forțe de aderență. Deși oțelul, datorită acestora, se va scurta în urma contracției betonului cu o lungime oarecare $\triangle x$, el nu va permite totuși betonului să se scurteze cu lungimea totală $\triangle l$; astfel, betonul capătă o lungire egală cu $\triangle \lambda$. In concluzie, dacă întărirea se face în aer, armătura betonată capătă un efort inițial de compresiune, iar betonul, un efort inițial de întindere.

Menționăm experiențele efectuate în Franța în ce privește eforturile de contracție într'o grindă de beton armat. S'au încărcat grinzi cu secțiunea dreptunghiulară de 15 × 25 cm, dublu armate. După mărimea deformațiilor provocate prin contracție s'au calculat eforturile unitare corespunzătoare din armătură. In figura 53 sunt reprezentate curbele de variație a eforturilor unitare din armătură datorite contracției, în decurs de 396 zile, în ultimele 180 zile grinda fiind supusă alternativ la umezire și uscare.

După cum se vede, în primele 216 zile de întărire în aer (primele 12 zile grinda s'a păstrat acoperită cu saci umezi) eforturile unitare din armătură, datorite contracției, au atins o valoare foarte mare: 330 kg/cm², la armătura inferioară și 635 kg/cm², la cea superioară.

Umezirea ulterioară a grinzii și introducerea ei în apă au provocat o reducere importantă a valorii contracției și a eforturilor din armătură, iar o nouă uscare nu a mai provocat eforturile obținute la început.

Totodată s'a găsit că repartizarea eforturilor provocate de contracție dealungul armăturii nu se face uniform, și anume eforturile cresc dela reazeme spre mijlocul grinzii, probabil după o curbă lină.

In cazul unei armări slabe, eforturile de compresiune în armătură, datorite contracției betonului, pot fi foarte însemnate, iar eforturile de întindere în beton, neînsemnate. Dimpotrivă, în cazul unei armări puternice, eforturile de întindere în beton pot fi foarte importante.

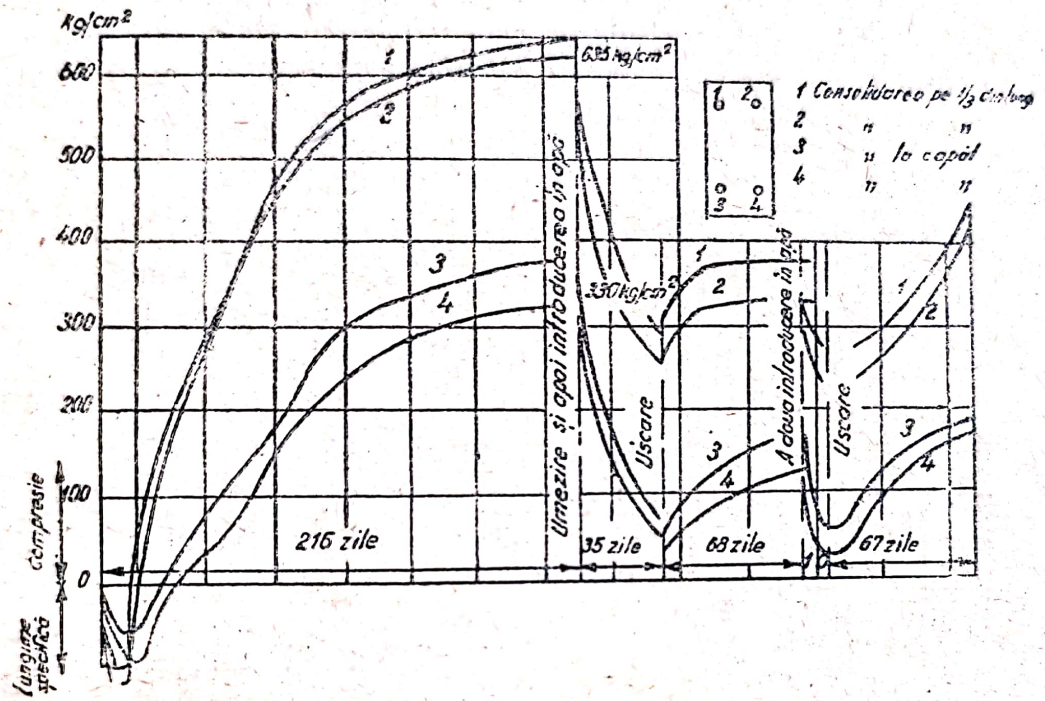


Fig. 53. Curbele eforturilor din armătură, datorite contracției betonului

Dacă armătura este așezată nesimetric în elementul de beton armat, de exemplu numai pe o parte a secțiunii transversale, la contracție, influența armăturii se va resimți ca acțiunea unui moment al forțelor interioare, care dă naștere la întindere în beton, în partea unde este așezată armătura și la compresiune, în partea opusă.

La elementele care lucrează la încovoiere, armătura din zona întinsă se descarcă sub influența contracției betonului. In privința betonului, acest fenomen poate provoca urmări mai grave. In zona întinsă, eforturile inițiale de întindere se vor suprapune cu eforturile provenite din încărcări: cu cât va fi mai mare procentul de armătură, cu atât mai mari vor fi eforturile inițiale și cu atât va crește pericolul de apariție a fisurilor din cauza contracției. Odată cu apariția fisurilor, influența contracției scade, iar în stadiul de rupere, ea dispare complect.

Eforturile inițiale din beton pot fi într'o oarecare măsură micșorate prin faptul că în prima perioadă de întărire a betonului, acesta este menținut în stare umedă, ceeace este foarte important pe timp călduros. Dacă nu se respectă prescripțiile privitoare la îngrijirea betonului în timpul întăririi construcției în aer, apar adeseori fisuri.

Este greu de stabilit valoarea exactă a eforturilor inițiale, mai ales că forța de aderență nu are o valoare constantă, ci crește treptat în funcție de întărirea betonului.

In practică, la calculul unor construcții static nedeterminate, cu deschideri mari (arce, cadre), se ține seamă de influența contracției, considerând-o echivalentă cu o coborîre a temperaturii cu un anumit număr de grade — dela 0 până la 20° — în funcție de condițiile în care se execută lucrările. Normele N și TU—3—49 stabilesc pentru betonul armat greu un coeficient de scurtare din contracție $\varepsilon_c = 0{,}000\,15$, ceeace în cazul unui coeficient de dilatație liniară $\varepsilon_t = 0{,}000\,01$, este echivalent cu o coborîre a temperaturii cu 15°; pentru betonul armat ușor $\varepsilon_c = 0{,}000\,20$.

Pentru clădiri obișnuite, industriale și civile, de o lungime mare nu se face calculul la contracție, iar pentru a preîntâmpina formarea fisurilor din această cauză și din cauza variațiilor de temperatură, se prevăd rosturi de deformație din variații de temperatură și din contracție[1]) (rosturi de dilatare).

3. Curgerea lentă a betonului

In epruvetele armate, curgerea lentă provoacă ca de altfel și contracția, deformații mult mai mici (de 1,5—2 ori). Stâlpii de beton cu dozajul 1 : 5, cu 3% armătură longitudinală și 1,8% armătură fretată, încărcați la vârstă de 2 luni cu un efort unitar de 56 kg/cm² au căpătat în decurs de 18 luni, deformații de 0,4 mm la m, iar stâlpii de beton simplu (fără armătură) — 0,6 la m.

Cu cât procentul de armare este mai mic, cu atât creșterea deformațiilor este mai mare.

Pe baza rezultatelor cercetărilor s'au stabilit următoarele:

La un stâlp de beton armat, contracția și curgerea lentă a betonului sub o sarcină permanentă acționează în același sens — descarcă betonul și măresc eforturile în armătură, acestea din urmă putând să atingă valori foarte mari (fig. 54). Astfel are loc o redistribuire a eforturilor în beton și oțel: eforturile din beton se micșorează, iar cele din armătură cresc. Cea mai intensă redistribuire a eforturilor din cauza curgerii lente are loc în primele 200 de zile în care construcția se găsește sub sarcină.

In cazul unei armături transversale destul de sigure (etrieri, fretă) atingerea limitei de curgere din armătura longitudinală va fi întârziată de deformațiile relativ mici ale betonului. Dacă se mărește încărcarea pe stâlp, iar deformațiile armăturii cresc, betonul va începe să lucreze, descărcând armătura. Experiențele au dovedit că o sarcină de 80% din cea de rupere nu a provocat niciun fel de indiciu de rupere, în decursul unui termen foarte lung al acțiunii ei.

Au existat totuși cazuri de rupere bruscă a stâlpilor după îndepărtarea sarcinii; după doi ani de menținere sub o sarcină de 80% din cea de rupere un stâlp s'a distrus imediat după ce a fost îndepărtată sarcina (deformațiile au depășit în acest tip de patru ori deformațiile oțelului, cores-

[1]) V. mai amănunțit în capitolul XII, §. 57.

punzătoare limitei de curgere). Cauza au constituit-o deformaţiile mari care se produseseră în armătură şi care au dus la ruperea betonului.

La elementele care lucrează la încovoiere influenţa contracţiei şi a curgerii lente a betonului nu are acelaşi caracter, ci se descarcă reciproc şi anume: sub influenţa curgerii lente, eforturile care iau naştere în beton

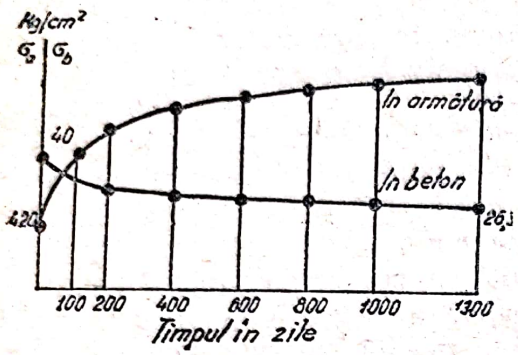


Fig. 54. Graficul variaţiei eforturilor în armătura unui stâlp, din cauza curgerii

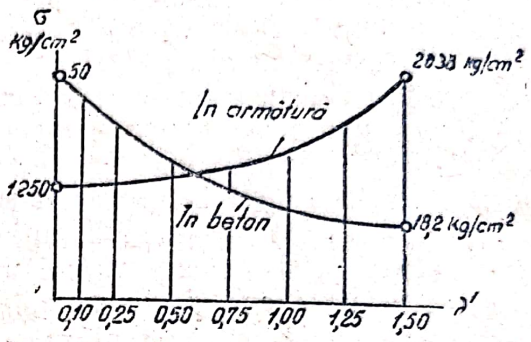


Fig. 55. Graficul variaţiei eforturilor în betonul şi în armătura unei grinzi din cauza curgerii lente.

scad mai întâi rapid (fig. 55)[1]), şi apoi din ce în ce mai încet, în timp ce eforturile din armătură, dimpotrivă cresc foarte puţin la început, iar după aceea încep să crească foarte intens şi pot ajunge uşor până la limita de curgere; contracţia modifică eforturile în sens invers; le măreşte în beton şi le micşorează în armătură.

§ 4. COROZIUNEA BETONULUI ARMAT ŞI MĂSURILE DE PROTECŢIE

Pentru asigurarea durabilităţii elementelor de beton armat la clădirile industriale, la construcţiile hidrotehnice, tehnico-sanitare etc., care sunt supuse acţiunii unui mediu agresiv, este necesar să se ia măsuri împotriva unei eventuale desvoltări a coroziunii betonului şi a armăturii.

a) *Coroziunea betonului*

Factorii principali de care depinde direcţia de desfăşurare, felul şi viteza proceselor de coroziune a betonului sunt: proprietăţile cimentului întrebuinţat, compactitatea (permeabilitatea) betonului, precum şi prezenţa şi particularităţile mediului agresiv în care se găseşte betonul.

La cimenturile portland cele mai răspândite — cel obişnuit, cu puzzolane şi cu sgură — ca rezultat al proceselor de hidratare în timpul amestecării cu apă se formează hidroxidul de calciu $Ca(OH)_2$. Acesta din urmă constitue în majoritatea cazurilor, una dintre componentele cele mai expuse la coroziune ale pietrei de ciment, şi, prin urmare, şi ale betonului. Cantitatea cea mai mare de hidroxid de calciu liber o conţine cimentul portland obişnuit întărit, deaceea el este, din acest punct de vedere, cel mai puţin rezistent.

[1]) In figura 55, mărimea $\lambda' = 0 - 1{,}50$ reprezintă raportul dintre deformaţia plastică a betonului, care creşte sub influenţa sarcinii permanente, şi deformaţia iniţială plastică, apărută în momentul aplicării sarcinii.

Cu cât betonul este mai puţin compact şi mai permeabil, cu atât se desfăşoară mai repede procesul de coroziune. Deaceea trebue să se acorde o atenţie deosebită alegerii dozajului în scopul de a se obţine un beton cât mai compact. Proprietăţile agregatelor au deasemenea influenţă asupra rezistenţei la coroziune a betonului; sunt periculoase rocele slabe sau acelea care se pot distruge sub acţiunea mediului agresiv, ca, de exemplu, calcarele, unele varietăţi de gresie etc. In prezenţa apelor acide, aceste roce au proprietatea de a se degrada şi, prin aceasta, intensifică degradarea betonului.

In funcţie de proprietăţile mediului agresiv — gazos şi apos — coroziunea se poate desfăşura în trei direcţii.[1])

1. Sub influenţa apei care se infiltrează prin beton se produce disolvarea directă a pietrei de ciment şi, în primul rând, a hidroxidului de calciu. Dacă betonul este permeabil, apa poate provoca degradări importante, disolvând $Ca(OH)_2$ şi antrenând părţile componente disolvate ale pietrei de ciment; în acest caz, se formează prelungiri de culoare albă, fulgi sau stalactite. Capacitatea cea mai mare de disolvare (agresivitatea maximă) o au apele cu duritate redusă, cu un conţinut mic în săruri de calciu.

2. Intre substanţele conţinute în mediul agresiv şi în piatra de ciment se produc reacţii chimice, substanţele rezultante rămânând în parte pe loc sub formă de masă amorfă; cea mai mare parte se disolvă, substanţele fiind antrenate de către mediul agresiv. O reacţie caracteristică este acţiunea asupra betonului a clorurii de magneziu $MgCl_2$ sau a sulfatului de magneziu $MgSO_4$, în prezenţa căruia se formează cloratul de calciu solubil sau gipsul. Din aceeaşi categorie face parte şi acţiunea directă a majorităţii acizilor, care reacţionează energic cu hidroxidul de calciu şi care descompun silicaţii şi aluminaţii. Prezenţa în soluţie a bioxidului de carbon CO_2 liber are o acţiune destructivă asupra betonului; este dovedit că agresivitatea apelor care conţin bioxid de carbon este proporţională cu pătratul cantităţii de CO_2 pe care-l conţin.

3. Produsele de reacţie chimică dintre mediul agresiv şi beton nu se disolvă, ci se cristalizează şi umplu treptat porii şi canalele în care s'au format. Creşterea cristalelor provoacă apariţia unor eforturi în pereţii porilor şi ai canalelor, ceeace are drept consecinţă distrugerea pereţilor şi o distrugere rapidă a betonului. Problema coroziunii betonului sub acţiunea sulfaţilor de concentraţie medie şi mare este cel mai complect studiată. Cu cât este mai mare concentraţia de SO_4'', în soluţie, cu atât ne putem aştepta mai repede la desvoltarea acestui fel de coroziune, legată de formarea unor compuşi complexi, de exemplu, a sulfoaluminatului de calciu şi a altor săruri.

Felurile de coroziune ale betonului, studiate mai sus, depind de proprietăţile mediului şi ale betonului. Pentru aprecierea gradului de agresivitate al mediului, la alegerea măsurilor de protecţie, au fost elaborate norme[2]) care stabilesc valorile limită pentru indicele pH, pentru duritatea apei, conţinutul în acid carbonic liber CO_2, în sulfaţi SO_4'', Mg'' şi altele.

---

[1]) V. M. Moscvin: Instrucţiuni pentru protecţia betonului împotriva coroziunii (proiect), Gosstroiizdat, 1939. Academia de ştiinţe a U.R.S.S.: Lucrările conferinţei cu privire la coroziunea betonului, Ediţia Academiei de ştiinţe la U.R.S.S., 1937.

[2]) Condiţii Tehnice pentru executarea şi recepţionarea lucrărilor de construcţii generale şi speciale. Stroiizdat, 1947 şi GOST 4796—49.

Scanned with OKEN Scanner

b) *Coroziunea armăturii*

Coroziunea betonului este însoțită deobicei, de coroziunea (ruginirea) armăturii; aceasta din urmă însă, se poate produce și independent de coroziunea betonului.

După cum s'a arătat mai sus, protecția armăturii impotriva coroziunii se datorește prezenței unui strat compact de beton și a unui mediu bazic creat de către $Ca(OH)_2$, în mortarul de ciment. Deaceea, în cazul unei permeabilități suficiente a betonului la gaze și la apă, precum și în cazul formării de fisuri (din diferite cauze) cu o deschidere mai mare decât 0,20—0,25 mm, armătura poate începe să se corodeze și fără distrugerea chimică a betonului însuși. Aceasta se poate produce din cauza atmosferei din diferitele fabrici și uzine (mai ales la cele chimice și la rafinăriile de petrol), în depourile de locomotive etc.

Adăugarea puzzolanelor (sgurilor) în ciment este utilă pentru obținerea unei compactități mai mari a betonului, dar în același timp, ea reduce alcalinitatea betonului prin combinarea hidroxidului de calciu $Ca(OH)_2$ cu bioxidul de siliciu SiO_2 din adaus, ceeace creează condiții favorabile pentru coroziunea armăturii.

S'a observat că armătura se corodează în locurile unde betonul este udat periodic de apă.

Coroziunea armăturii se bazează pe un fenomen electrochimic (formarea unor cupluri galvanice). In acest caz, produsele coroziunii —rugina — mărindu-și în mod sensibil volumul față de volumul inițial al oțelului, îndepărtează stratul de protecție al betonului, descoperind armătura și permițând distrugerea în continuare a elementului de construcție.

Problema condițiilor în care se produce coroziunea armăturii (inclusiv influența diferitelor clime: rece, temperată și caldă) nu este încă suficient studiată.

c) *Măsuri pentru protecția împotriva coroziunii*

La stabilirea măsurilor pentru preîntâmpinarea coroziunii betonului și a armăturii, se iau în considerare gradul de agresivitate al mediului, precum și caracterul și destinația construcției care se execută.

Din categoria acestor măsuri face parte înainte de toate stabilirea sistemului de îndepărtare a apelor industriale utilizate și de circulație, nu numai a celor din incinta construcției, dar și a celor din afara ei. Nu este permisă depozitarea diferitelor deșeuri chimice, a sgurilor etc. pe teritoriul întreprinderii, nici în timpul perioadei de construcție, nici în perioada de exploatare. Ventilația trebue să funcționeze bine în încăperi; în caz contrar, produsele gazoase pot provoca o coroziune rapidă a betonului și a armăturii. Este deasemenea necesar un sistem bine conceput de îndepărtare a soluțiilor agresive de pe pardoselile diferitelor secții.

La alegerea cimentului și a compoziției betonului, care au o mare importanță, trebue să se țină seamă de agresivitatea mediului. In multe cazuri, întrebuințarea unui ciment portland special, rezistent la sulfați, mărește durabilitatea construcțiilor de beton armat.

Scanned with OKEN Scanner

In cazul unei agresivităţi puternice a mediului, nu ne putem rezuma numai la alegerea unui ciment mai rezistent, ci este necesar să se protejeze suprafaţa betonului împotriva contactului direct cu mediul agresiv. Pentru construcţiile care se găsesc sub pământ, protecţia cea mai simplă constă în executarea împrejurul elementului a unui strat din argilă moale (fundaţie, zid de sprijin etc.). Ca straturi de protecţie au căpătat cea mai mare răspândire în prezent materialele bituminoase, dintre care cele mai rezistente sunt bitumurile naturale, apoi bitumurile de petrol şi, în sfârşit, produsele de distilare a cărbunelui de piatră.

Suprafaţa construcţiilor de beton armat care se găsesc deasupra nivelului pământului şi, în consecinţă, care sunt supuse la acţiunea mediului agresiv trebue să fie foarte compactă. In acest scop, suprafaţa betonului se tencuieşte cu un mortar de ciment 1 : 2 sau se aplică peste ea un strat de beton torcretat de 1,5—2 cm grosime.

Dacă soluţiile agresive au o acţiune permanentă, această metodă nu dă totdeauna rezultate bune. In aceste cazuri, suprafaţa betonului se protejează cu un strat de bitum; trebue adăugat că, în cazul unui mediu agresiv relativ slab, se poate aplica la rece o soluţie de bitum într'un solvent corespunzător (benzină, benzen). Dacă acţiunea mediului agresiv este puternică se aplică pe suprafaţa betonului un strat de bitum la cald (după o grunduire prealabilă la rece cu o soluţie de bitum, sau pe un strat de izolaţie lipit).

Impotriva acţiunii gazelor agresive este indicată vopsirea suprafeţelor de beton cu fluoro-silicaţi.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL II.

BAZELE CALCULULUI ELEMENTELOR DE BETON ARMAT PRIN METODA REZISTENȚELOR ADMISIBILE

§ 5. PRINCIPII FUNDAMENTALE DE CALCUL

1. Considerații generale

Vechea metodă de calcul pe baza rezistențelor admisibile sau „metoda betonului armat elastic", denumită adeseori incorect „teoria clasică", nu se aplică în U.R.S.S. pentru calculul elementelor clădirilor și construcțiilor industriale și civile de beton armat la solicitările de bază. Totuși, calculul la eforturile unitare principale și la torsiune se fac încă după metoda veche. Principiile acestei metode se aplică deasemenea la calculul construcțiilor de beton armat precomprimat la rezistența la fisurare. In literatura de specialitate privind tehnica construcțiilor, se întâlnesc deseori probleme legate de metoda de calcul a elementelor de beton armat, deoarece această metodă a fost folosită și în U.R.S.S. în anii trecuți (în străinătate, această metodă este folosită și în prezent). Toate acestea impun cunoașterea principiilor fundamentale ale acestei metode. In urma unei serii de ipoteze simplificatoare, calculul elementelor de beton armat după această metodă se bazează în realitate pe formulele din rezistența materialelor, ținând seama de proprietățile de bază ale betonului armat.

In cele ce urmează se dau într'o formă succintă, rezultatele experiențelor și ipotezele simplificatoare admise, care stau la baza metodei de calcul al elementelor de beton armat în funcție de rezistențele admisibile.

2. Stadiile de solicitare (la încovoiere)

Numeroasele experiențe efectuate asupra încovoierii grinzilor de beton armat, în cazul unei sarcini care crește treptat, până la ruperea acestora, au dus la delimitarea următoarelor stadii de solicitare (fig. 56).

La începutul încărcării grinzii, eforturile sunt aproape proporționale cu lungirile (ele urmează legea liniei drepte) și ambele materiale iau parte la preluarea eforturilor în zona întinsă; eforturile unitare din beton nu ating însă limita de rezistență la intindere R_t. Această stare de solicitare se numește „stadiul I".

Scanned with OKEN Scanner

Odată cu creşterea sarcinii, eforturile unitare cresc mai încet decât lungirea fibrelor, diagrama eforturilor ia o formă curbilinie, eforturile unitare în zona întinsă ating valoarea limită, însă betonul mai lucrează parţial la întindere. Această stare se numeşte „stadiul Ia" şi constitue baza calculului la apariţia fisurilor.

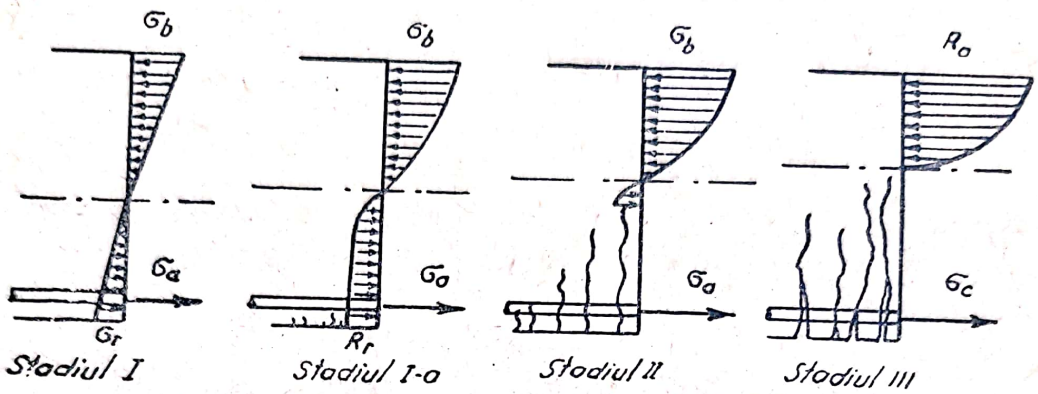


Fig. 56. Stadiile de solicitare a grinzii de beton armat

Dacă creşterea sarcinii continuă, lungirile fibrelor marginale întinse ale betonului ajung la valori mari şi betonul se rupe; în zona întinsă apar fisuri care se întind treptat până la axa neutră, astfel încât tot efortul de întindere este preluat numai de armătură. Efortul unitar nu atinge încă limita de curgere în armătură. Această stare se numeşte „stadiul II", şi constitue baza metodei vechi de calcul în funcţie de rezistenţele admisibile.

Apoi urmează „stadiul III" (stadiul de rupere), când eforturile unitare în armătură ating limita de curgere sau când zona comprimată a betonului se rupe la eforturi unitare egale cu rezistenţa de rupere a betonului la compresiune din încovoiere R_i. Stadiul III stă la baza calculului admis de prescripţiile N şi TU—3—49 acum în vigoare (cu transformarea diagramei din zona comprimată într'una dreptunghiulară).

In grinda încărcată până la rupere, există toate stadiile de solicitare şi anume: în părţile supuse la momente încovoietoare reduse, se observă stadiul I, apoi urmează stadiul I şi II cu fisuri din ce în ce mai mari; la stadiul III, grinda lucrează în zona momentului maxim.

In ce priveşte poziţia axei neutre în diferitele stadii de solicitare a grinzii, s'a constatat pe baza experienţelor, că, pe măsură ce se încarcă grinda, axa neutră a secţiunii se deplasează treptat spre faţa comprimată.

3. Ipoteza secţiunilor plane şi diagrama de calcul a eforturilor unitare.

Dacă grinda de beton armat lucrează la încovoiere, secţiunile transversale se deformează din mai multe cauze. Pe lângă influenţa forţelor tăietoare, care sunt de minimă importanţă, o influenţă esenţială asupra deformaţiei secţiunilor o au lipsa de omogeneitate a betonului, existenţa a două materiale cu un modul de elasticitate foarte diferit, fisurile invizibile, care apar în zona întinsă şi contracţia betonului. Cu toate acestea, la metoda de

calcul a rezistențelor admisibile a fost adoptată pentru simplificare, ipoteza lui Bernoulli, potrivit căreia secțiunile transversale plane înainte de încovoiere rămân plane, și după încovoiere.

In această ipoteză simplificatoare, sub acțiunea sarcinii, deformațiile specifice ale fibrelor de beton trebue să varieze proporțional cu distanțele lor dela axa neutră. După cum s'a constatat însă, eforturile din beton nu sunt proporționale cu deformațiile relative și, prin urmare, nici cu distanțele până la axa neutră. Deaceea, în grinda de beton armat, ca și în cea de beton simplu (fig. 24), supusă la încovoiere, eforturile unitare din secțiunea transversală se repartizează după o curbă oarecare. Din cauza diferenței dintre valorile modulului de elasticitate la compresiune și a celui la întindere, eforturile unitare din beton în fibrele întinse sunt totdeauna mai mici decât în fibrele comprimate ale secțiunii, iar axa neutră se situează mai aproape de marginea comprimată. Admițând pentru simplificare, existența proporționalității dintre eforturi și deformații, se vede că eforturile unitare din secțiunea grinzii variază după drepte (fig. 24 punctat), având înclinări diferite. Aceasta, înseamnă că se admite pentru beton legea lui Hooke, deși modulele de elasticitate la compresiune și la întindere sunt diferite. In cazul unui același modul de elasticitate, eforturile unitare din secțiune vor varia după o dreaptă.

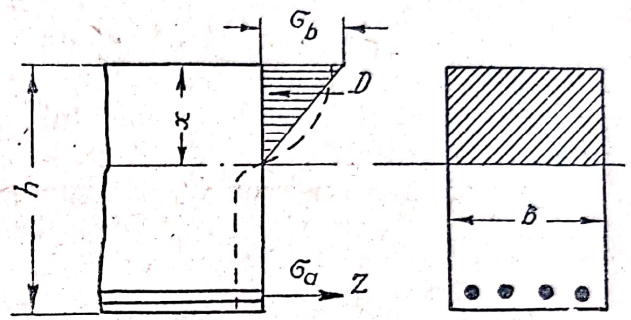


Fig. 57

La grinzile de beton armat, din cauza rezistenței mici a betonului la întindere, se consideră că betonul nu lucrează în zona întinsă și toate eforturile de întindere sunt transmise armăturii, adică o parte din diagrama eforturilor betonului de sub axa neutră dispare.

In felul acesta, diagrama de calcul în elementele de beton armat care lucrează la încovoiere are, în ipotezele simplificatoare indicate mai sus, aspectul arătat în figura 57.

4. Raportul $n = E_a/E_b$

Pentru calculul pe baza rezistențelor admisibile, este necesar să se cunoască raportul dintre modulii de elasticitate ai oțelului și betonului $E_a/E_b = n$; în acest caz, modulul de elasticitate al betonului se ia în mod convențional ca o mărime constantă.

La determinarea forțelor interioare (eforturilor unitare) majoritatea normelor în vigoare în celelalte țări iau raportul n egal cu 15, iar modulul de elasticitate al betonului egal cu

$$E_b = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

ceeace corespunde valorii din cazul eforturilor unitare apropiate de ruperea betonului.

La determinarea forțelor exterioare (a necunoscutelor nedeterminate la sistemele static nedeterminate) și a deformațiilor elastice (săgeți), se ia deobicei $E_b = 210\,000$ kg/cm², iar raportul n, egal cu 10, același pentru zona comprimată și pentru zona întinsă.

Valoarea constantă a lui n, nu a putut totuși satisface pe cercetătorii care studiază problemele legate de betonul armat. Din datele experimentale s'a putut constata că modulul de elasticitate al betonului armat este o mărime variabilă, care depinde de efortul unitar, de compoziția betonului și de alți factori și care variază între limite destul de largi. Nu era satisfăcătoare nici stabilirea valorii lui n, în funcție de marca betonului. Apoi întrebuințarea, pe de o parte a betoanelor executate cu cimenturi superioare și cu armătură din oțel de rezistență superioară, iar pe de altă parte, a betoanelor ușoare, cu un procent mic de armare, indica diferențe destul de mari între rezultatele date de calculul după această metodă și datele obținute experimental.

Toate acestea au avut drept urmare tendința de a se revizui nu numai valoarea lui n, dar și metoda de calcul însăși a construcțiilor de beton armat, fapt care a și fost realizat, pentru prima dată în lume în U.R.S.S.

5. Secțiunea ideală. Rezistențe admisibile

In ipotezele simplificatoare admise mai sus, diferența dintre calculul construcțiilor de beton armat față de calculul construcțiilor din alte materiale (oțel, lemn) se datorează numai lipsei de omogeneitate a materialului, cum și faptului că se consideră că betonul nu lucrează la întindere. Pentru a se deduce formulele respective de calcul, trebue să se asimileze betonul armat unui material omogen.

Sub acțiunea forțelor exterioare, armătura preia eforturi unitare de n ori mai mari decât betonul, ceeace rezultă din egalitatea deformațiilor, ca o consecință a aderenței, și din admiterea valabilității legii proporționalității între deformații și eforturile unitare:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b = \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b},$$

de unde

$$\sigma_a = \frac{E_a}{E_b}\sigma_b = n \cdot \sigma_b,$$

adică fiecare unitate de suprafață a armăturii poate fi luată convențional egală cu n unități de suprafață a betonului; materialul armăturii se poate echivala cu materialul betonului, luând, în locul suprafeței armăturii F_a o suprafață de beton nF_a.

Introducând o astfel de secțiune fictivă, denumită ideală, o putem considera ca o secțiune omogenă, formată dintr'un material cu un singur modul de elasticitate. Prin urmare, pentru un element de beton armat (comprimat) cu o secțiune de beton F_b și de armătură F_a, secțiunea ideală a elementului va fi:

$$E_i = F_b + nF_a.$$

Scanned with OKEN Scanner

Suprafața secțiunii F_b se ia (la compresiune) egală cu secțiunea transversală complectă a betonului, fără să se scadă secțiunile armăturii elastice, întrucât din cauza suprafeței ei relativ mici, aceasta nu are o importanță practică.

Pentru calculul elementelor, este necesar să se cunoască valorile normate ale numărului n și rezistențele admisibile în beton și armătură.

Aceste date sunt arătate în tabelele 4, 5 și 6, fiind aplicabile la prescripțiile N și TU — 1934, însă pentru mărcile noi de beton (dela 90 până la 200).

Tabela 4

Valoarea $n = E_a/E_b$, în funcție de marca betonului

Cazul de calcul	Marca betonului			
	90	110—140	170	200
La dimensionarea secțiunilor	18	15	12	10
La calculul sistemelor static nedeterminate și al deformațiilor	12	10	8	7

Tabela 5

Rezistențele admisibile în beton, în kg/cm²

Natura eforturilor	Valoarea rezistențelor admisibile raportate la R_{28} luat ca unitate	Marca betonului				
		200	170	140	110	90
Compresiune axială	0,40	80	68	55	45	35
Compresiune din încovoiere (de bază)	0,45	90	75	63	50	40
Intinderea axială	0,10	20	17	14	11	9

Tabela 6

Rezistențele admisibile în armătură, în kg/cm²

Natura eforturilor unitare	Valoarea eforturilor unitare pentru oțeluri de marca:	
	St. 3, St. 0 oțel nemarcat	St. 5
Limita de curgere σ_c	2 400	3 000
Rezistența admisibilă σ_a	1 250	1 600

Notă. Limita superioară a rezistenței admisibile, când se ține seamă de toți factorii, nu trebue să depășească 0,70 σ_c

In acest fel, toate ipotezele simplificatoare, care constitue baza metodei rezistențelor admisibile se reduc la următoarele:

a) repartizarea eforturilor unitare în secțiune se ia după stadiul II, adică betonul nu lucrează la întindere;

b) se consideră valabile atât ipoteza secțiunilor plane, cât și legea lui Hooke (teoria obișnuită a încovoierii), adică se admite că eforturile unitare normale din încovoiere sunt proporționale cu deformațiile și cu distanțele fibrelor respective la axa neutră;

c) se stabilește o valoare normată pentru n — raportul dintre modulul de elasticitate al oțelului și al betonului, constantă pentru marca considerată a betonului;

d) se introduce o secțiune fictivă, denumită secțiune ideală, în care oțelul este redus la materialul betonului.

Toate aceste ipoteze, luate în totalitatea lor, au dus la posibilitatea de a se efectua calculul elementelor de beton armat folosind formulele din rezistența materialelor (ținându-se seamă de particularitățile betonului armat) pornind dela rezistențele admisibile, stabilite separat pentru beton și pentru oțel.

§ 6. FORMULE GENERALE PENTRU CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

Pornind dela principiile fundamentale enunțate mai sus se pot deduce formulele generale, care diferă de formulele obișnuite ale rezistenței materialelor, mai ales prin introducerea secțiunii ideale F_i, a momentului static ideal S_i și a momentului de inerție ideal I_i (raportate la beton).

1. Elementele care lucrează la încovoiere

Se consideră o secțiune de beton armat, simetrică față de axa verticală (fig. 58), supusă la încovoiere.

Modulele de elasticitate sunt: al betonului — E_b, al oțelului E_a și raportul $E_a/E_b = n$. Pentru generalizare, se ia $E_b/E_b = n = 1$.

In ipoteza secțiunilor plane deformația specifică pentru fibra care se găsește la o distanță η de axa neutră, va fi:

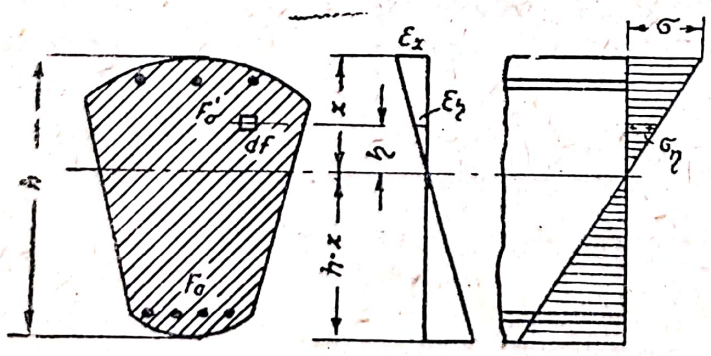


Fig. 58.

$$\varepsilon_\eta = \varepsilon_x \frac{\eta}{x},$$

iar efortul unitar respectiv

$$\sigma_\eta = E.\,\varepsilon_\eta = E.\varepsilon_x \frac{\eta}{x}.$$

In cazul efortului din fibra marginală $\sigma = E_b\,\varepsilon_x$:

$$\sigma_\eta = \frac{E}{E_b}\,\sigma\,\frac{\eta}{x} = n\,\sigma\frac{\eta}{x}. \qquad (1)$$

Din condiția de echilibru, suma proiecțiilor tuturor forțelor pe axa elementului este:

$$\sum X = \int \sigma_\eta df = 0$$

sau

$$\int n\sigma\frac{\eta}{x}\,df = \frac{\sigma}{x}\int \eta\,(ndf) = 0$$

în care σ şi x sunt scoase în afara semnelor integralei, fiind valori constante.

Întrucât σ_b nu este egal cu zero, iar x nu poate fi infinit mare:

$$\int \eta(ndf) = 0.$$

Această integrală a produsului suprafeţei elementare cu distanţa ei dela axa neutră nu reprezintă decât momentul static al secţiunii ideale faţă de această axă:

$$\int \eta(ndf) = S_i = 0, \tag{2}$$

adică momentul static al secţiunii ideale faţă de axa neutră este egal cu zero, sau, cu alte cuvinte, axa neutră trece prin centrul de greutate al suprafeţei secţiunii ideale.

Ţinând seama de aceasta, poziţia axei neutre poate fi stabilită din formula:

$$x = \frac{S_i}{F_i} \tag{3}$$

Apoi din a doua condiţie de echilibru reiese că suma momentelor tuturor forţelor faţă de axa neutră este egală cu zero:

$$M = \int \eta\sigma_\eta \cdot df = \int \sigma\frac{\eta}{x}\,ndf\eta = \frac{\sigma}{x}\int (ndf)\eta^2 = 0. \tag{4}$$

Integrala din urmă reprezintă momentul de inerţie al secţiunii ideale, adică:

$$\int (ndf)\eta^2 = I_i$$

Din ecuaţia (4) se obţine:

$$\sigma = \frac{Mx}{I_i}. \tag{5}$$

Din expresia (1) se poate găsi valoarea eforturilor unitare din beton şi din oţel în orice punct al secţiunii, ţinând seama de faptul că pentru beton, n se ia egal cu unitatea, iar pentru oţel, în funcţie de marca betonului:

$$\sigma_\eta = n\sigma\frac{\eta}{x} = n\frac{M}{I_i}\eta. \tag{6}$$

Formulele deduse sunt aplicabile atât în stadiul I, cât şi în stadiul de lucru II.

Scanned with OKEN Scanner

Intr'o secțiune dreptunghiulară cu armare dublă în stadiul II (fig. 59) eforturile unitare se determină cu ajutorul următoarelor formule:

$$\sigma_b = \frac{M}{I_i} x;$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I_i} (h - x - a) \text{ și } \sigma'_a = n \frac{M}{I_i} (x - a'). \tag{7}$$

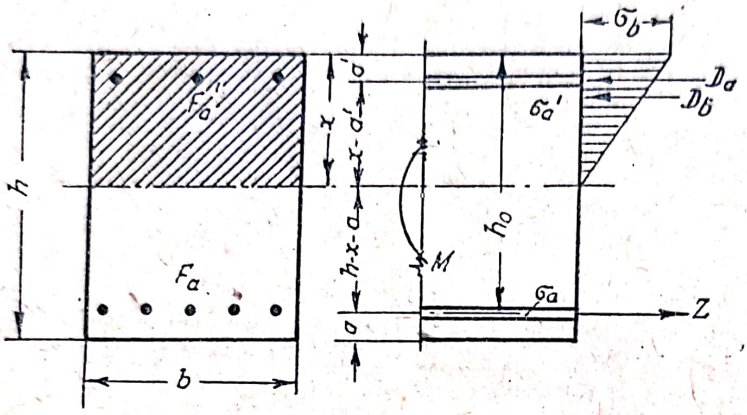


Fig. 59.

In acest caz, x se va obține din expresia (2):

$$S_i = \frac{bx^2}{2} + n F_a' (x - a') - n F_a (h_0 - x) = 0 \tag{8}$$

iar valoarea momentului de inerție al secțiunii ideale, din formula:

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + n F_a' (x - a')^2 + n F_a (h_0 - x)^2 \tag{9}$$

In formula (9) nu sunt incluse momentele de inerție ale armăturii comprimate și întinse în raport cu axa lor proprie I_a și I_a' acestea fiind neglijabile în comparație cu celelalte valori.

In formulele de calcul pentru stadiul I s'ar fi adăugat numai termenii care se referă la zona întinsă a betonului.

2. Elementele comprimate centric

Sub acțiunea unei forțe longitudinale N, un stâlp de beton, armat cu bare longitudinale și etrieri, se va scurta în direcție longitudinală cu mărimea Δl; scurtarea generală specifică va fi egală:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}.$$

In conformitate cu legea lui Hooke, eforturile unitare din beton și armături vor fi, respectiv:

$$\sigma_b = E_b \varepsilon \text{ și } \sigma_a = E_a \varepsilon$$

Impărțind ecuația a doua cu prima, se obține:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n \text{ și } \sigma_a = n \sigma_b, \tag{10}$$

adică efortul unitar din armături este de n ori mai mare decât eforturile unitare din beton. Ținând seamă de aceasta, secțiunea ideală a stâlpului de beton armat este:

$$F_i = F_b + n F_a,$$

iar forța care urmează a fi preluată de stâlp poate fi exprimată prin formula:

$$N = \sigma_b (F_b + n F_a) \tag{11}$$

care este valabilă pentru calculul stâlpilor cu secțiuni de orice formă.

Dacă se introduce coeficientul de armare $\mu = \frac{F_a}{F_b}$, formula (11) va căpăta forma:

$$N = F_b \sigma_b (1 + n\mu). \tag{12}$$

3. Elemente comprimate excentric și întinse excentric

Să studiem calculul unei secțiuni simetrice după stadiul II, aplicând metoda profesorului P. L. Pasternac[1]).

Eforturile unitare în orice punct al zonei comprimate a secțiunii se prezintă sub forma generală astfel:

$$\sigma_\eta = \alpha\eta.$$

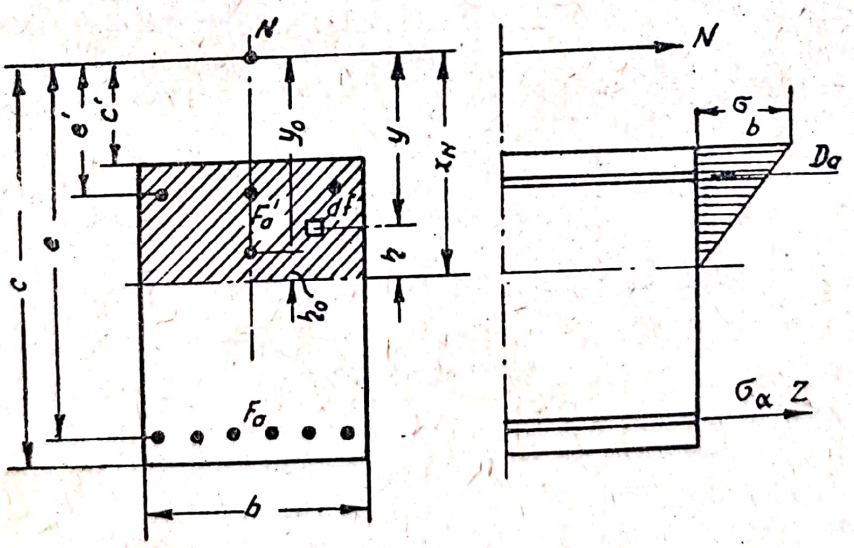


Fig. 60.

Pentru determinarea poziției axei neutre, se egalează cu zero momentul static al eforturilor interioare față de axa orizontală care trece prin punctul dat de aplicare al forței longitudinale (fig. 60):

[1]) P. L. Pasternac: Construcții complexe, Stroivoienmorizdat (N. R. Editura de Construcții militare maritime), 1948, p. 58.

$$\int_c \alpha\eta y df_b + \sum_F \alpha.\eta.y.(nf_a) = 0.$$

Simplificând cu factorul comun α și substituind $\eta = x_N - y$, se obține:

$$\int_c (x_N - y) \cdot y df_b + n \sum_F (x_N - y)\, y\, f_a = 0.$$

Notând:

$$\int_c y^2 df_b = I_c; \int_c y df_b = S_c; \sum y^2 f_a = I_a \text{ și } \sum y f_a = S_a$$

se obține formula:

$$(S_c + n\, S_a) x_N = I_c + n\, I_a,$$

de unde

$$x_N = \frac{I_c + nI_a}{S_c + nS_a} \tag{13}$$

Ecuația (13) este de gradul 3 în cazul când zona comprimată a secțiunii are formă dreptunghiulară sau este formată din dreptunghiuri. Această formulă poate fi folosită la determinarea poziției axei neutre, nu numai la calculul secțiunilor pentru stadiul II, dar și la calcularea celor pentru stadiul I. In cel din urmă caz, S_c și I_c trebue să fie înlocuite prin momentul static și momentul de inerție al secțiunii întregi.

Stabilind poziția axei neutre, se poate găsi centrul de greutate al secțiunii de lucru din ecuația

$$y_0 = \frac{S_i}{F_i} = \frac{S_c + nS_a}{F_c + n(F_a + F'_a)}. \tag{14}$$

Astfel în orice punct al secțiunii efortul unitar se determină cu formula:

$$\sigma_\eta = n \frac{N}{F_i} \cdot \frac{\eta}{\eta_0}, \tag{15}$$

în care η și $\eta_0 = x_N - y_0$ sunt distanțele dela punctul considerat și dela centrul de greutate al secțiunii la axa neutră.

Formula (15) este valabilă și pentru calculul după stadiul I, dacă se consideră F_i ca secțiunea ideală complectă (inclusiv zona întinsă).

Pentru cazul particular al unei secțiuni dreptunghiulare (fig. 60) atunci când o parte din secțiune este comprimată și o parte întinsă, rezultă:

$$x_N = \frac{\frac{b}{3}(x^3_N - c'^3) + n(e^2 F_a + e'^2 F'_a)}{\frac{b}{2}(x^2_N - c'^2) + n(eF_a + e'F'_a)}. \tag{16}$$

Dacă toată secțiunea este comprimată:

$$x_N = \frac{\frac{b}{3}(c^3 - c'^3) + n(e^2F_a + e'F'_a)}{\frac{b}{2}(c^2 - c'^2) + n(eF_a + e'F'_a)} \cdot \qquad (17)$$

Ecuația de gradul trei (16) se rezolvă prin aproximații succesive, sau direct, folosind formula lui Cardan, deoarece ea se reduce la o ecuație de gradul 3 incomplectă, de forma $x^3 + 3px - 2q = 0$.

§ 7. DESAVANTAJELE METODEI DE CALCUL PE BAZA REZISTENȚELOR ADMISIBILE

In paginile anterioare au fost enunțate principiile fundamentale ale calculului elementelor de beton armat după metoda rezistențelor admisibile.

Să analizăm aceste principii și să semnalăm desavantajele pe care le prezintă.

In primul rând repartizarea reală a eforturilor unitare în secțiune nu corespunde cu stadiul II convențional. In adevăr, după acest stadiu, toate eforturile de întindere se transmit armăturii; în realitate însă în limitele rezistențelor admisibile betonul preia și o parte din eforturile de întindere.

In al doilea rând, betonul armat nu se supune riguros ipotezei secțiunilor plane și legii lui Hooke, iar n este o mărime variabilă care depinde de valoarea efortului din beton, de dozajul betonului, de vârsta sa și de alți factori greu de luat în considerare. Nu este suficientă nici stabilitatea diferitelor valori pentru n, în funcție de marca betonului.

După cum s'a constatat, în urma numeroaselor experiențe efectuate asupra plăcilor și grinzilor, aplicând această metodă, eforturile unitare rezultate din calcul sunt totdeauna mai mari în armătură, iar în beton, ele sunt deobicei mai mici decât cele reale. Totodată, diferența dintre eforturile unitare rezultate din calcul și cele reale din beton depinde cel mai mult de valoarea adoptată pentru n; modificându-l pe acesta din urmă (pentru una și aceeași marcă a betonului) efortul unitar calculat poate fi apropiat de cel real. In același timp, variația valorii lui n se răsfrânge puțin asupra valorilor eforturilor din armătură, care rămân foarte diferite de cele reale. Astfel, în cazul unei variații a lui n dela 20 până la 2, σ_b se modifică cu 130%, iar σ_a cu numai aproximativ 10%. Lipsa de corespondență a eforturilor unitare rezultate din calcul cu cele reale din armătură se explică mai ales prin faptul că nu se ia în considerare solicitarea zonei întinse a betonului.

Prin urmare, această metodă de calcul este o metodă convențională și, pe lângă faptul că ea nu dă posibilitatea de a proiecta construcția sau un element separat cu un coeficient de siguranță dinainte stabilit, dar nici nu permite să se determine valorile reale ale eforturilor unitare din armătură și din beton.

Scanned with OKEN Scanner

Aceste neajunsuri ale metodei au ieşit în evidenţă îndeosebi la introducerea în practică a noilor feluri de betoane (de rezistenţă superioară, uşoare) şi a oţelurilor de calitate superioară.

In general însă, cu toate desavantajele enumerate, metoda de calcul cu o valoare normată pentru n şi cu rezistenţe admisibile, asigură, în majoritatea cazurilor, o siguranţă suficientă a construcţiei. In unele cazuri coeficientul real de siguranţă este însă mai mare decât cel necesar, iar în alte cazuri rezultă o repartizare nerațională a materialelor — a betonului şi a oţelului — adică în ambele cazuri se constată în general un oarecare consum suplimentar de materiale.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL III.

BAZELE CALCULULUI ELEMENTELOR DE BETON ARMAT IN FUNCȚIE DE STADIUL DE RUPERE ȘI DE „STĂRILE LIMITĂ"

§ 8. BAZELE CALCULULUI IN FUNCȚIE DE STADIUL DE RUPERE

1. Scurtă notă istorică

Desavantajele vechii metode de calcul a elementelor de beton armat au îndemnat pe oamenii de știință sovietici să elaboreze o nouă metodă de calcul, în funcție de stadiul de rupere.

Propunerea profesorului A. F. Loleit, făcută în 1932 (la cea de a II-a Conferință Unională pentru beton și beton armat) a însemnat începutul revizuirii vechii metode de calcul a construcțiilor de beton armat și a determinat prezentarea unei serii de alte propuneri.[1])

In 1934, la cea de a III-a Conferință Unională pentru beton, beton armat și construcții de zidărie, aceste propuneri au fost discutate și s'a căzut de acord asupra rezoluției în sensul că este necesar să se treacă cât mai repede posibil, la calculul secțiunilor elementelor de beton armat după stadiul de rupere.[2])

In laboratorul de beton armat al Institutului ȚNIPS, sub conducerea profesorului A. A. Gvozdev, s'au efectuat într'un termen scurt (Mai 1936), o serie de lucrări experimentale și teoretice, atât în ce privește verificarea definitivă a metodei de calcul a elementelor care lucrează la încovoiere, propusă de profesorul A. F. Loleit, cât și în ce privește aplicarea ei la calculul elementelor comprimate excentric.

Pe această bază au fost elaborate „Normele și Condițiile Tehnice de proiectare a construcțiilor de beton armat" (N și TU) din anul 1938 (OST 90003—38). In prezent sunt în vigoare Normele și Condițiile Tehnice N și TU—3—49, revizuite de ȚNIPS și aprobate de Ministerul Construcțiilor de Intreprinderi pentru Industria Grea.

Meritul profesorului A. F. Loleit constă în faptul că a propus pentru prima dată o metodă simplă de calcul al elementelor (pentru cazul încovoierii) la stadiul de rupere.

---

[1]) Afară de profesorul A. F. Loleit, au prezentat propuneri profesorul I. V. Stolearov, profesorul M. I. Șaerman, profesorul B. L. Nicolai și alții.

[2]) Cu doi ani mai târziu rezoluția cu privire la revizuirea teoriei betonului armat a fost adoptată și la Congresul Internațional de încercare a materialelor și a elementelor de construcție.

2. Principiile fundamentale de calcul

La baza calculului secțiunilor elementelor de beton armat după stadiul de rupere au fost puse următoarele principii:

1. Calculul elementelor se face după stadiul de rupere (stadiul III) în ipoteza că betonul din zona comprimată și armătura au atins starea plastică, dar mai lucrează încă împreună. De aici rezultă că în formulele de calcul trebue să se introducă eforturile unitare de rupere — rezistență de rupere a betonului și limita de curgere a oțelului.

2. Calculul în funcție de acest stadiu este legat de un anumit coeficient de siguranță la rezistență general, prin care se înțelege raportul dintre efortul de rupere (întindere compresiune sau încovoiere) și efortul care acționează în element în cursul exploatării. Cu alte cuvinte, prin coeficient de siguranță se înțelege coeficientul cu care ar trebui înmulțite eforturile care acționează în element, pentru a-l aduce, pe acesta din urmă, la rupere.

Prin urmare, potrivit acestei metode, formulele generale de calcul pentru momentele încovoietoare sunt următoarele:

$$M = \frac{M_r}{k}$$

iar pentru elementele comprimate

$$N = \frac{N_r}{k},$$

în care M_r și N_r sunt respectiv, momentul de rupere și forța longitudinală de rupere, iar k este coeficientul general de siguranță la rezistență.

Aceste formule leagă solicitarea admisibilă din secțiunea rezultată din încărcarea de exploatare admisă în calcul, cu solicitarea de rupere.

Astfel, în cazul acestei metode de calcul, devine cunoscut coeficientul de siguranță cu care va lucra elementul ca un tot, pentru materialele și sarcinile admise, ceea ce este mai important decât cunoașterea eforturilor unitare din fiecare material în parte.

3. Diagrama eforturilor unitare de compresiune în beton este considerată dreptunghiulară[1]) (conform prescripțiilor N și TU—3—49), în loc de curbilinie cum este în realitate (conform OST 90003—38), ceea ce duce, după cum se va vedea mai jos la o eroare neglijabilă la stabilirea valorii momentului de rupere. In același timp însă, o astfel de substituire prezintă un mare avantaj în ce privește simplificarea formulelor de calcul și posibilitatea aplicării lor la orice secțiuni simetrice.

In zona întinsă, deasemenea, rezistența betonului nu este luată în considerare.

4. Ipoteza secțiunilor plane, admisă pentru simplificarea calculului după stadiul II, este absolut neaplicabilă atunci când calculul se face în funcție de stadiul de rupere.

5. Nu mai este necesar să se folosească în calcule raportul n și valoarea modulului de elasticitate al betonului. Această din urmă valoare este necesară numai la calculul rigidității secțiunilor, la determinarea deformațiilor elementelor etc.

---

[1] După propunerea profesorului P. L. Pasternac în revista sovietică „Industria Construcțiilor" nr. 7, 1944

Metoda de calcul în funcție de stadiul de rupere, se aplică numai la dimensionarea secțiunilor elementelor. Calculul sistemelor static nedeterminate, cu alte cuvinte, determinarea eforturilor interioare (M, Q, N) se face cum s'a arătat înainte, ca pentru un corp elastic și omogen, deoarece metodele de calcul static la sarcini de rupere se găsesc încă în stadiul de elaborare. Se recomandă ca numai unele elemente (plăcile — pe două reazeme și cele rezemate pe contur, cum și grinzile secundare) să fie calculate, ținându-se seamă de redistribuirea eforturilor datorită deformațiilor plastice.

Pentru calculul elementelor în funcție de stadiul de rupere este necesar să se cunoască coeficientul de siguranță normat k, valorile rezistenței de rupere a betonului (R_{pr}, R_t, R_i) și limita de curgere a oțelului σ_c. Datele respective sunt menționate în cele ce urmează.

3. Coeficientul general de siguranță la rezistență

Valorile coeficienților de siguranță au fost stabilite inițial prin OST 90003—38, în conformitate cu normele înainte în vigoare (în 1934), pe baza următoarelor considerente:

Rezistența elementelor care lucrează la încovoiere este determinată mai ales de limita de curgere a armăturii. Deaceea, în cazul rezistenței admisibile de bază conform vechilor norme $\sigma_a = 1250$ kg/cm² și a limitei de curgere $\sigma_c = 2400$ kg/cm², coeficientul de siguranță

$$k = \frac{\sigma_c}{\sigma_a} = \frac{2\,400}{1\,250} = 1{,}92 \approx 2.$$

Capacitatea portantă a elementelor comprimate axial depinde în primul rând de rezistența prismatică a betonului R_{pr}. Deaceea, în cazul lui $R_{pr} = 0{,}8\ R$ și $\sigma_b = 0{,}4\ R$ adoptați conform vechilor norme, coeficientul de siguranță este egal:

$$k = \frac{R_{pr}}{\sigma} = \frac{0{,}8\ R}{0{,}4\ R} = 2.$$

Pentru elementele a căror rezistență depinde de rezistența betonului la eforturile principale de întindere, în cazul rezistenței de rupere a betonului la întindere $R_t = 0{,}1\ R$ și al rezistenței admisibile la întindere considerate conform normelor vechi $0{,}04\ R$, coeficientul de siguranță este:

$$k = \frac{R_t}{\sigma_t} = \frac{0{,}1\ R}{0{,}04\ R} = 2{,}5.$$

Coeficientul de siguranță mai mare pentru cel din urmă caz își are justificarea prin faptul că rezistența betonului la întindere poate fi apreciată după rezistența cubică mult mai puțin exact decât rezistența la compresiune; pe lângă aceasta, cu timpul, aceasta crește mult mai puțin decât rezistența la compresiune.

Coeficientul de siguranță (pentru rezistență) k, este în funcție nu numai de caracterul ruperii elementului și de combinația solicitărilor, dar și de caracterul sarcinilor (posibilitatea suprasolicitării elementului). Deaceea,

în „Indicațiile“ (U—37—42)[1]) și apoi în prescripțiile N și TU—3—49, valoarea coeficientului de siguranță este dată în funcție de raportul dintre eforturile T_u, provenite din încărcările utile și eforturile T_p, provenite din încărcările permanente; din categoria celor din urmă face parte și presiunea hidrostatică a lichidului[2]).

Este evident că coeficientul de siguranță trebue să fie mai mare atunci când predomină încărcările mobile. Această dependență a coeficientului de siguranță se aplică atât în cazul combinațiilor sarcinilor de bază, cât și în cazul celor suplimentare. Numai în cazul combinațiilor de sarcini speciale, când T_u predomină, nu are sens să se ia coeficientul k în funcție de raportul T_u/T_p; ținând seamă de faptul că astfel de acțiuni sunt foarte rare, coeficienții k sunt dați mult mai reduși.

Valorile coeficienților k, în funcție de raportul T_u/T_p pentru diferite combinații ale sarcinilor, sunt date în tabela 7.

Coeficienții k au fost stabiliți în funcție de două noi gradații în locul celor trei vechi, ceeace permite o oarecare simplificare în folosirea normelor.

Alegerea coeficientului de siguranță k este în funcție de raportul dintre eforturi (solicitări interioare) și nu de acela dintre sarcinile care le provoacă, făcând astfel posibilă compararea eforturilor rezultate din sarcini cu caracter diferit.

Pentru unul și același element (placă, grindă, traversă, stâlp), coeficientul de siguranță se ia identic în secțiunile principale de calcul al elementului și se stabilește după valoarea cea mai mare a raportului T_u/T_p.

Tabela 7

Coeficienți de siguranță

Nr. de ordine	Combinarea sarcinilor	Raportul T_u/T_p	Cauzele ruperii		
			Betonul ajunge la rezistența de rupere la compresiune sau armătura la limita de curgere		Betonul atinge rezistența de rupere la întindere (eforturi principale)
			În stâlpi, reazeme și arce	În celelalte elemente de construcție	
			k		k_1
1	De bază	până la 2,0	2(1,85)	1,8	2,2
		mai mare decât 2,0	2,2(2,0)	2,0	2,4
2	De bază și suplimentare	până la 2,0	1,8	1,6	2,0
		mai mare decât 2,0	2,0	1,8	2,2
3	Ținând seamă de sarcini speciale . . .	pentru un raport oarecare	1,6	1,5	1,8

Notă. Coeficienții reduși de siguranță, indicați în paranteză se iau pentru elemente de beton armat cu armătură rigidă când $\mu \geqslant 0{,}05$.

[1]) Indicații pentru proiectarea și aplicarea elementelor de construcții de beton și beton armat, în timp de război (U-37-42) Stroiizdat. 1943.

[2]) N. R. In standardele în vigoare în R.P.R. eforturile datorate sarcinilor utile și permanente se notează respectiv cu Q_u și Q_{η} (STAS 1546—50).

In cazul compresiunii excentrice, se recomandă să se ia coeficientul de siguranță după raportul dintre momente și nu după raportul dintre forțele longitudinale, deoarece o creștere a excentricității este mai periculoasă decât o creștere a forței longitudinale, excentricitatea rămânând constantă.

Trebue să se adauge că potrivit prescripțiilor N și TU—3—49 *pentru construcții prefabricate* și elementele lor *executate la fabrică* (dacă se verifică rezistența lor) toți coeficienții de siguranță dați în tabela 7 pentru combinații de acțiuni de bază și suplimentare se reduc cu 0,2, cu condiția să nu fie mai mici decât 1,5. Elementele construcțiilor prefabricate betonate pe loc se calculează fără reducerea coeficienților de siguranță.

4. Rezistența de rupere a betoanelor și limita de curgere a armăturii

Pentru calculele construcțiilor de beton armat, prescripțiile N și TU—3—49 stabilesc următoarele formule în vederea determinării rezistenței de rupere a betoanelor:

a) rezistența de rupere la compresiune (rezistența prismatică) R_{pr} pentru calculul elementelor comprimate se determină cu ajutorul formulei date de Institutul ȚNIPS:

$$R_{pr} = \frac{1\,300 + R}{1\,450 + 3R} R;$$

b) rezistența de rupere la întindere R_t pentru calculul elementelor întinse și calculul la eforturi principale se determină cu ajutorul formulei

$$R_t = \frac{1}{2}\sqrt[3]{R^2};$$

c) rezistența de rupere la compresiune din încovoiere R_i, pentru calculul elementelor care lucrează la încovoiere, la compresiune excentrică și la întindere excentrică, se determină cu formula:

$$R_i = 1{,}25\ R_{pr}.$$

In tabela 8 sunt date valorile rezistenței de rupere a betonului, în funcție de mărcile și de felul eforturilor care acționează asupra lui.

Pentru diferite feluri de armături prescripțiile N și TU—3—49 stabilesc deasemenea valorile limitelor de curgere de calcul, valori date în tabela 9.

5. Avantajele metodei de calcul în funcție de stadiul de rupere

Avantajul principal pe care-l prezintă această metodă de calcul, în comparație cu metoda de calcul în funcție de rezistențele admisibile, constă în faptul că se stabilește în elementul de beton armat, un coeficient de siguranță (pentru rezistență) general, apropiat de realitate, și nu eforturi unitare separat pentru beton, și separat pentru armătură, (care de altfel, nici nu sunt reale).

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 8

Rezistența de rupere de calcul a betoanelor în kg/cm²

Felul eforturilor	Betoanele de marca											
	50	70	90	110	140	170	200	250	300	400	500	600
Compresiune axială (rezistență prismatică) R_{pr}	40	56	72	88	108	125	145	175	200	260	310	350
Intindere axială și atunci când se calculează la eforturi principale de întindere R_t . . .	6,5	8,5	10	11	13	15	17	20	23	27	31	35
Compresiune din încovoiere, R_i	50	70	90	110	135	155	180	220	250	325	390	440

Notă. Dacă betonul confecționat cu ciment portland este supus unei acțiuni îndelungate a temperaturii între 100—250° C valorile din tabelele rezistențelor de rupere se reduc cu 25%. In cazul acțiunii unor temperaturi mai mari decât 250° C, trebue să se prevadă măsuri speciale.

Tabela 9

Limita de curgere de calcul a armăturii, în kg/cm²

Destinația și felul armăturii	Limita de curgere de calcul σ_c
a) pentru armătură întinsă și comprimată din laminate și bare subțiri (până la 12 mm) din oțel marca St 0	2 500
b) pentru armătura întinsă și comprimată din laminate și bare subțiri din oțel marca St 3, la toate elementele de construcții executate din beton marca 170 și mai mare; la elementele comprimate excentric (după cazul 2), executate din beton marca 140 și mai mare și la toate elementele ecutate din beton, marca 110 și mai mare pentru bare cu diametrul până la 12 mm, iar la carcasele sudate pentru bare, cu diametrul barelor până la 26 mm	2 850
c) pentru armătură întinsă și comprimată, din bare cu profil periodic, laminate la cald, din oțel marca St 0t și St 5	3 500
d) pentru armătură întinsă, din bare cu diametrul până la 12 mm și oțel marca St 0 și St 3, supus la calibrare forțată	3 000
In cazul folosirii aceleeași armături din St 3 la carcase și plase sudate . .	3 500
Idem, pentru bare de diametri mai mari decât 12 mm, precum și din oțel marca St 0, indiferent de diametrul barelor	3 000
e) pentru armătura întinsă din bare turtite cu profil periodic și bare răsucite (considerând secțiunea barei înainte de turtire sau înainte de răsucire)	3 500
f) pentru armătura întinsă din sârmă trasă la rece cu un diametru până la 6 mm, atunci când aceasta se întrebuințează la plase și carcase sudate	4 500
Pentru aceeași sârmă cu diametrul de 8—10 mm	3 500
g) pentru armătura comprimată din bare turtite sau răsucite, precum și din bare rotunde supuse la ecruisare	2 500

Pe de altă parte, calculul după stadiul de rupere are drept rezultat și o economie de oțel, mai ales pentru elementele comprimate excentric, care poate atinge 30—50%, în comparație cu calculul efectuat după vechea metodă.

Din punct de vedere teoretic, această metodă de calcul, care ține seamă de proprietățile plastice ale betonului și ale oțelului, oglindește mult mai

corect modul de comportare al betonului armat şi deaceea ea reprezintă un pas important în perfecţionarea teoriei betonului armat. Totuşi, deşi calculul în funcţie de stadiul de rupere asigură un anumit coeficient de siguranţă, el nu dă o reprezentare despre starea de solicitare a elementului în condiţiile exploatării, ceeace constitue un desavantaj al acestei metode de calcul.

§ 9. PRINCIPIILE DE BAZĂ ALE CALCULULUI IN FUNCŢIE DE STĂRILE LIMITA (CONFORM PROIECTULUI DE „CODEX AL DISPOZIŢIILOR OFICIALE")

Noua metodă de calcul al elementelor de construcţii în funcţie de stările limită este o metodă avansată, care determină mult mai corect capacitatea portantă şi gradul de siguranţă al elementului decât metoda de calcul, în funcţie de stadiul de rupere. Deosebirile principale dintre metoda de calcul în funcţie de stările limită şi celelalte (pe baza rezistenţelor admisibile şi a eforturilor de rupere) sunt: stabilirea stărilor limită ale elementului şi introducerea în calcul a unui sistem de coeficienţi de siguranţă în locul coeficientului general de siguranţă (pentru rezistenţă)[1]).

1. Cele trei stări limită

Prin stare limită se înţelege starea elementului când acesta pierde capacitatea de a rezista acţiunilor exterioare sau când nu mai este posibilă exploatarea normală a construcţiei.

Se deosebesc trei stări limită:

a) referitoare la capacitatea portantă (rezistenţă sau stabilitate);
b) referitoare la deformaţii;
c) referitoare la apariţia fisurilor sau la limita de deschidere a lor.

Problema pe care trebue să o rezolve calculul se reduce la asigurarea, că în cursul perioadei de exploatare nu va apare în elementul dat niciuna din aceste trei stări limită.

Calculul la rezistenţă sau la stabilitate constitue calculul de bază şi se face pentru toate elementele portante de beton armat.

Calculul la deformaţii se face în cazurile când există pericolul ca deformaţiile sau vibraţiile prea mari să împiedice exploatarea normală a construcţiei; totodată la unele elemente deformaţiile se stabilesc ţinându-se seamă de deschiderea fisurilor, iar la altele de faptul că fisurile sunt inadmisibile.

---

[1]) V. M. Cheldâş şi C. E. Tal: Despre principiile de bază ale calculului construcţiilor, adoptat în proiectul Prescripţiilor Oficiale, din „Industria Construcţiilor" nr. 11/1948.

C. E. Tal: Despre normele de proiectare a elementelor de beton simplu şi armat introduse în proiectul de Prescripţii Oficiale în revista „Industria Construcţiilor" Nr. 2/1949.

Materiale cu privire la teoria calculului elementelor la stările limită, sub redacţia lui V. M. Cheldâş, Ediţia a II-a, Stroiizdat, 1949.

Asociaţia Unională ştiinţifică a Inginerilor şi Tehnicienilor constructori (VNITO). Norme de proiectare a elementelor de construcţii (proiect), Materialele pentru Prescripţiile Oficiale, ed. Maşstroiizdat, 1949. (N. R. Editura de Stat pentru construcţii de maşini).

Scanned with OKEN Scanner

Calculul la fisurare devine necesar în cazurile când apariţia fisurilor poate împiedica exploatarea ulterioară (de exemplu la rezervoare) sau poate provoca înrăutăţirea bruscă a calităţilor de exploatare ale elementului. Pentru o serie de construcţii (poduri, silozuri, coşuri de fum etc.) este necesar să se facă calculul de verificare la limita de deschidere a fisurilor, deoarece o deschidere prea mare a fisurilor poate influenţa durabilitatea lor.

2. Particularităţile stabilirii capacităţii portante a elementelor de construcţie

În cazul calculului în funcţie de rezistenţă sau de stabilitate se introduc, în locul coeficientului de siguranţă general, trei feluri de coeficienţi — de supraîncărcare, de omogeneitate a materialelor şi coeficientul de lucru ale construcţiei.

Această clasificare a coeficienţilor se bazează pe faptul că factorii cei mai importanţi de care depinde apariţia stării limită a construcţiei sunt: a) sarcinile exterioare şi alte acţiuni; b) calitatea şi proprietăţile mecanice ale materialelor din care este executată construcţia; c) condiţiile generale de lucru ale elementului, condiţiile executării lui etc.

Încărcările, proprietăţile mecanice ale materialelor, precum şi influenţa condiţiilor generale de lucru ale construcţiei se introduc în formulele de calcul; trebue totodată notat că valorile fiecăruia dintre aceşti factori se normează.

Prin încărcare normată se înţelege încărcarea ce nu trebue să fie depăşită la exploatarea normală a construcţiei. Totuşi, nu se poate considera că valoarea încărcării stabilite nu poate fi niciodată depăşită. O astfel de depăşire a încărcării este posibilă din cauza unor eventuale împrejurări accidentale. Astfel, încărcările date de diferite feluri de utilaje pot depăşi norma stabilită în cursul executării reparaţiilor, mutării utilajului etc. Posibilitatea unei variaţii a încărcării se caracterizează prin stabilirea *coeficientului de supraîncărcare n*. In acest caz, diferitele categorii de încărcări pot avea diferite grade de supraîncărcare, care pot fi stabilite pe calea unei prelucrări statistice a rezultatelor unor observaţii îndelungate.

Proprietăţile mecanice normate ale materialelor (rezistenţa de rupere, limita de curgere etc.) nu sunt nici ele valori constante. Ele prezintă o variabilitate (dispersare) naturală care depinde atât de caracterul materialului însuşi, cât şi de tehnica executării lui şi a încercării epruvetelor. Această dispersare este mai mică pentru materialele omogene şi care sunt confecţionate în fabrici şi uzine (oţel) şi este mai mare pentru materialele mai puţin omogene şi confecţionate direct pe şantier (beton). Pentru oţeluri, ca rezistenţă normată se ia limita de curgere minimă de recepţie (reabut), iar pentru beton, se iau mărcile din proiect şi rezistenţele de rupere corespunzătoare, în funcţie de felul eforturilor (compresiune, întindere, încovoiere).

Variabilitatea proprietăţilor acestor materiale se caracterizează prin *coeficienţii stabiliţi de omogeneitate ai betonului* k_b şi ai armăturii k_a.

In sfârșit, condițiile generale de lucru ale construcției și condițiile pentru executarea ei se normează prin introducerea *coeficientului condițiilor de lucru, m,* ale elementului de construcție.

Acest coeficient trebue să țină seamă de condițiile speciale de lucru ale elementului, de faptul că schema de calcul nu corespunde întocmai cu modul real de comportare al construcției etc. Prin definiție acest coeficient trebue să ia în considerare toți ceilalți factori care influențează coeficientul de siguranță, în afara unei eventuale supraîncărcări și unei eventuale înrăutățiri a calității materialelor.

In prezent, din cauza datelor insuficiente, valoarea acestui coeficient nu poate fi încă fixată în mod definitiv. Deaceea, în condiții obișnuite de exploatare, coeficientul m poate fi luat adeseori egal cu unitatea.

In acest fel, formula cu ajutorul căreia se face calculul capacității portante a construcției are următorul aspect:

$$nN^n \leq \S\ (m;\ k_b\ R_b^n; k_a\ \sigma_c^n\ ;\ s), \qquad (18)$$

în care $nN^n = N$ reprezintă efortul de calcul (de exemplu momentul încovoietor);

N^n — efortul din încărcările normate,

n — coeficientul de supraîncărcare;

$\S$ — funcție care corespunde felului efortului (compresiune, întindere, încovoiere etc.);

R_b^n; σ_c^n — rezistențele normate ale betonului și armăturii (rezistența de rupere, limita de curgere);

k_b; k_a — coeficienții de omogeneitate ai armăturii și oțelului;

s — caracteristicele geometrice ale secțiunii;

m — coeficientul condițiilor de lucru ale elementului de construcție.

Din formula (18) reiese că în element, efortul maxim posibil (ținându-se seama de supraîncărcare) nu trebue să depășească capacitatea portantă a acestuia (ținând seamă de neomogeneitatea materialului).

Cu alte cuvinte: eforturile de calcul (maxime) M, N și Q nu trebue să depășească eforturile limită M_{lim}, N_{lim}, Q_{lim}, care pot fi preluate de secțiunile respective ale elementului, în cazul eforturilor unitare egale cu $k_b R^n$ pentru beton și $k_a\ \sigma_c^n$, pentru armătură, în cazul unui coeficient anumit m de condiții de lucru ale elementului. Eforturile de calcul în secțiuni, date de încărcările normate înmulțite cu coeficientul de supraîncărcare, se stabilesc deobicei prin metodele pe care le pune la dispoziție statica grafică.

3. Caracteristicele normate și de calcul ale materialelor

Incărcările de calcul și rezistențele de calcul ale betonului și ale armăturii se obțin prin înmulțirea indicilor normați corespunzători cu coeficienții de supraîncarcăre, respectiv cu coeficienții de omogeneitate.

Coeficienții de supraîncărcare sunt diferiți, fiind stabiliți în funcție de felul încărcării.

Astfel, pe baza unei analize multilaterale a datelor care influențează

valoarea coeficientului de supraîncărcare n (diferențele dintre dimensiunile reale de cele din proiect, variațiile greutății specifice aparente a materialelor) pentru greutatea proprie a elementului, acest coeficient a fost stabilit la valoarea $n = 1{,}10$.

Tinându-se seama de o serie de împrejurări care influențează variabilitatea diferitelor feluri de încărcări normate, la clădirile industriale s'a ajuns la stabilirea unui coeficient de supraîncărcare $n = 1{,}20—1{,}40$.

Pentru aglomerații de oameni, coeficientul de supraîncărcare s'a adoptat $n = 1{,}20$.

Pe baza datelor statistice care oglindesc rezultatele a numeroase observații, coeficienții de supraîncărcare s'au luat: pentru încărcarea din zăpadă $n = 1{,}40$ și pentru cea din vânt $n = 1{,}20$.

La stabilirea coeficienților de omogeneitate a betonului au avut o mare importanță practica executării construcțiilor și a exploatării clădirilor și construcțiilor, precum și folosirea metodei statistice de prelucrare a datelor încercărilor de control. Ca rezultat al acestui studiu au fost adoptate pentru beton (la compresiune și încovoiere) următoarele valori ale coeficienților de omogeneitate:

pentru betonul marca 50—200 . . . . . $k_b = 0{,}55$
pentru betonul marca 300—600 . . . . . $k_b = 0{,}65$

Aceste valori sunt mai mici decât cele obținute pentru betoanele preparate pe cale industrială și mai mari decât cele obținute pentru betoanele preparate pe șantier.

Coeficienții de omogeneitate pentru rezistența betonului la întindere s'au redus într'o oarecare măsură, ținându-se seamă de dispersarea mai mare a rezultatelor încercărilor la întindere; în funcție de marca betonului, acești coeficienți se consideră egali cu 0,40 și 0,50. In măsura în care se vor culege date suplimentare, coeficienții de omogeneitate vor putea fi precizați.

Pentru stabilirea coeficienților de omogeneitate ai oțelului beton, pe lângă rezultatele de prelucrare statistică ale datelor încercărilor și ale experienței construcțiilor, se ia în considerare și devierea diametrilor reali ai barelor dela valorile lor nominale. Ca urmare, coeficientul de omogeneitate al oțelului beton pentru armătura elastică s'a luat egal cu $k_a = 0{,}85$. Aceeași valoare a fost stabilită și pentru coeficientul de omogeneitate al oțelului beton pentru plasele și carcasele sudate. Pentru laminatele fasonate (armătura rigidă), ținând seamă de variabilitatea mai mică a caracteristicelor rezistenței, s'a adoptat $k_a = 0{,}90$.

Valorile mari ale coeficienților de omogeneitate pentru armături s'au stabilit pentru valoarea minimă de recepție a caracteristicilor de rezistență (a limitei de curgere). In cazul când coeficienții de omogeneitate se raportează la valorile medii ale acestor caracteristice (adoptate la metoda de ~~stabilit pentru valoarea minimă de repecție a caracteristicilor de rezistență~~ calcul în funcție de stadiul de rupere), valoarea lor se apropie mai mult de valoarea coeficienților de omogeneitate stabiliți pentru betoane de marcă superioară.

Valoarea rezistențelor normate (R_b^n) și cele de calcul ($\overline{R_b}$) ale betonului sunt date în tabela 10.

Rezistențele normate (σ_c^n) și cele de calcul ($\overline{R_a}$) pentru armătură sunt date în tabela 11.

In ce privește așa numitul coeficient al condițiilor de lucru m, care intră în formulele de calcul, el se ia pentru toate cazurile de bază considerate în calcul, egal cu unitatea. Numai în unele cazuri, acest coeficient are o altă valoare. Astfel, pentru elementele prefabricate, executate în fabrici și supuse la verificare, în ce privește rezistența, se ia $m = 1{,}1$, iar pentru elementele comprimate centric și excentric cu latura secțiunii mai mică decât 30 cm, se ia dimpotrivă $m = 0{,}8$; prin aceasta se ține seamă de probabilitatea mai mare a defectelor la executarea lucrărilor cu secțiuni reduse, care pot influența reducerea capacității portante a unor astfel de elemente.

Tabela 10

Rezistența normată (R_b^n) și cea de calcul ($\overline{R}_b$) pentru beton, în km/cm²

Nr de ordine	Felul rezistenței	Notația convențională	Rezistența cubică normată (marca betonului) 50	75	100	150	200	300	400	500	600
1	Compresiune axială (rezistența prismatică)	R^n_{pr}	40	60	80	115	145	200	260	310	350
		$\overline{R}_{pr}$	22	33	45	65	80	130	170	200	230
2	Compresiune din încovoiere	R^n_i	50	75	100	140	180	250	325	390	440
		$\overline{R}_i$	27	41	55	80	100	160	210	255	285
3	Intindere axială . . .	R^n_t	6	8	10	13	16	21	25	28	30
		$\overline{R}_t$	2,4	3,2	4,0	5,2	6,4	10.5	12,5	14	15

Tabela 11

Rezistența normată (σ_c^n) și cea de calcul ($\overline{R}_a$) a armăturii, în kg/cm²

Nr de ordin	Felul armăturii	Rezistența normată σ_c^n	Rezistența de calcul $\overline{R}_a$
1	Laminată la cald, rotundă, din oțel marca St 0	1 900	1 600
2	Laminată, fasonată, din oțel marca St 0 . . .	1 900	1 700
3	Laminată la cald, rotundă, din oțel marca St 3	2 400	2 000
4	Laminată, fasonată, din oțel marca St 3 . . .	2 400	2 100
5	Laminată la cald, cu profil periodic, din oțel marca St 0t și St 5	2 800	2 400
6	Turtită la rece, cu profil periodic, din oțel marca St 0 și St 3	2 800	2 400
7	Plase și carcase sudate, din sârmă trasă la rece cu diametrul până la 6 mm	3 500	3 000
8	Idem, pentru diametri de 8—10 mm	2 800	2 400

Notă. 1. Ca rezistență normată a armăturii s'a adoptat valoarea minimă de recepție a limitei de curgere la întindere, cu excepția armăturilor menționate la punctele 7 și 8, pentru care aceasta s'a luat egală cu 0,7 din valoarea minimă de recepție a rezistenței de rupere.

2. Pentru armătura comprimată, turtită la rece din oțelurile de marcă St 0 și 3, rezistența de calcul se ia, ca și pentru oțeluri de mărcile respective (St 0 sau St 3) fără a lua în considerare ecruisarea mecanică.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru oțelul beton rotund din St 3, în cazul betoanelor cu marca 100 și 150, se introduce un coeficient special al condițiilor de lucru ale armăturii $m_a = 0{,}9$, prin care se ține seama de eventualitatea unei deschideri premature a fisurilor și a pierderii adeziunii dintre armătură și beton, din cauza unor eforturi unitare de lucru relativ mari. Din aceste considerențe același coeficient $m_a = 0{,}9$ se introduce și în cazul betonului marca 100, ca de altfel și atunci când se întrebuințează armătura cu profil periodic laminată la cald, armătură din St 0 supusă la calibrare forțată, sau armătură turtită și răsucită. In aceste cazuri, coeficienții condițiilor de lucru ai armăturii m_a se introduc în calcul independent de coeficientul general m.

In concluzie, la calculul capacității portante, caracteristica generală a stării limită nu diferă în esență de cea adoptată în prescripțiile N și TU—3—49. Deaceea, după cum se va arăta mai departe, formulele pentru calculul la starea limită pot fi obținute ușor din formulele pentru calculul în funcție de stadiul de rupere.

In ce privește forma exterioară, formulele de calcul în funcție de starea limită diferă prin lipsa, în partea stângă a formulei, a coeficientului de siguranță pentru rezistență și prin existența, în partea dreaptă, a coeficientului condițiilor de lucru m, iar uneori și a coeficientului de condiții de lucru al armăturii m_a.

In realitate însă, valoarea mărimilor care intră în formulele de calcul în funcție de starea limită au alt sens și altă importanță. De exemplu, momentul încovoietor M reprezintă, momentul provenit din încărcarea normată, înmulțită cu coeficientul de supraîncărcare, iar caracteristicele rezistenței reprezintă valoarea lor de calcul, adică cele normate, înmulțite cu coeficienții de omogeneitate respectivi

CAPITOLUL IV.

ELEMENTE SUPUSE LA INCOVOIERE

§ 10. NOȚIUNI INTRODUCTIVE DESPRE ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL PLĂCILOR ȘI AL GRINZILOR

1. Considerații generale

Plăcile se împart în plăci armate într'un sens, cu raportul dintre laturi $l_2 : l_1 > 2$ și în plăci rezemate pe contur (cu armătură de rezistență încrucișată) cu raportul dintre laturi $l_2 : l_1 \leq 2$.

Atât plăcile, cât și grinzile se împart în: simplu rezemate, încastrate, în consolă și continue.

Regulile de proiectare a plăcilor și a grinzilor sunt expuse amănunțit în capitolul VI, unde se studiază planșeele de beton armat. In capitolul de față se dau numai noțiuni introductive cu privire la proiectarea elementelor celor mai simple — a plăcilor și a grinzilor, armate cu bare separate sau cu plase și carcase sudate.

Odată cu elementele pentru betonul monolitic sunt date noțiuni preliminare și despre elementele respective ale construcțiilor prefabricate, care sunt studiate amănunțit în capitolul XIV.

2. Plăci armate într'un sens

a) *Din beton armat monolitic*

Grosimea minimă a plăcilor armate într'un sens, h, conform prescripțiilor N și TU—3—49 trebue să fie: pentru planșee de acoperiș, de 6 cm, pentru planșeele dintre etaje, la clădirile civile, de 7 cm, pentru planșeele dintre etaje la clădirile industriale, de 8 cm și sub pasaj, de 10 cm. Afară de aceasta, în cazul rezemării libere grosimea acestor plăci trebue să fie de cel puțin $1/35\ l$ în cazul încastrării elastice, de $1/40\ l$, iar în cazul când acestea se execută din beton ușor, respectiv $1/30\ l$ și $1/35\ l$. La plăci neportante și în alte cazuri speciale (planșee cu nervuri dese) grosimea plăcilor poate să fie mai mică.

Armătura plăcilor armate într'un sens este formată din bare de rezistență și din bare de repartiție (fig. 61). Cantitatea de armătură de rezistență se stabilește prin calcul.

In plăci, armătura se prevede deobicei numai în zona întinsă. În zona comprimată se prevede armătura numai în cazuri excepționale.

Dacă armarea *plăcilor se face cu bare* separate, diametrul barelor de rezistență se ia deobicei de 6—10 mm, iar la plăci foarte groase, el atinge 12—16 mm.

Distanța dintre barele de rezistență, în partea dela mijlocul deschiderii și deasupra reazemelor, trebue să fie de cel puțin 7 cm și să nu depășească: 20 cm la plăci cu grosimea până la 15 cm și 1,5 *h* la plăci cu grosimea mai mare decât 15 cm.

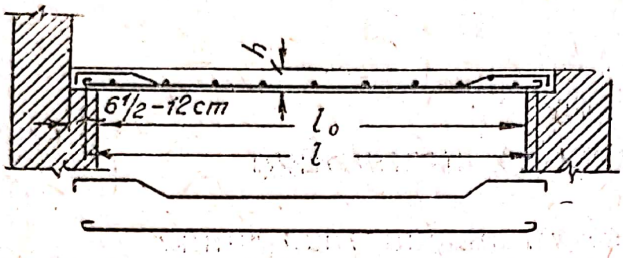


Fig. 61. Armarea plăcii cu o singură deschidere cu bare separate

La plăci obișnuite, numărul barelor de rezistență, pe metru de lungime, se ia între 5 și 14.

Dincolo de marginea reazemelor trebue să fie duse cel puțin $^1/_3$ din barele de jos din câmp și, în orice caz, cel puțin trei bare pe metru de lățime al secțiunii.

Capetele barelor trebue prevăzute cu ciocuri. Dacă barele se întrerup în zona comprimată, nu este necesar să aibă ciocuri.

Atunci când deschiderile marginale ale plăcii se reazemă pe ziduri de cărămidă, barele armăturii inferioare trebue să se termine prin ciocuri.

Barele armăturii superioare (ridicate) se termină adesea prin ciocuri drepte, care coboară până la cofraj, pentru a asigura poziția armăturii superioare prevăzută în proiect.

Barele de repartiție se dispun perpendicular pe armătura de rezistență și se leagă de barele de rezistență în punctele de intersecție (de obicei din două în două), cu sârmă (arsă, moale) având diametrul de 0,8—1 mm. Armătura de repartiție este necesară pentru o mai bună repartizare a sarcinilor (concentrate) asupra barelor de rezistență ale plăcii, pentru a împiedica apariția fisurilor din contracție și din variațiile de temperatură, precum și pentru menținerea barelor de rezistență în timpul betonării la distanța necesară.

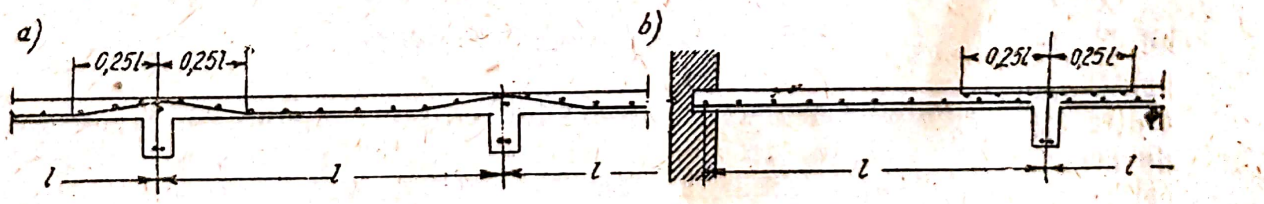


Fig. 62. Armarea plăcii cu plase sudate:
a — continuă; b — întreruptă

Conform prescripțiilor N și TU, secțiunea armăturii de repartiție și de montaj trebue să reprezinte cel puțin 15% din secțiunea armăturii de rezistență (pe metru), însă nu mai puțin decât trei bare pe metru. Dacă armătura de repartiție are mai mult rolul de armătură de montaj, se ia cantitatea minimă. De cele mai multe ori, distanța dintre barele de repartiție se ia egală cu 25—30 cm pentru diametri de 5—7 mm.

Scanned with OKEN Scanner

Grosimea stratului de acoperire (protecţie) de beton trebue să fie, conform prescripţiilor N şi TU, de cel puţin 1 cm, iar pentru plăci mai groase decât 10 cm: 1,5 cm. In cazul unei acţiuni sistematice a fumului, a aburului, a acizilor, a umidităţii mari etc., precum şi în cazul unor condiţii riguroase de rezistenţă ale betonului la acţiunea focului, stratul de acoperire pentru construcţia respectivă se ia cu cel puţin 1 cm mai gros.

Se remarcă că respectarea grosimii stratului de acoperire, mai ales în cazul unor plăci subţiri, este foarte importantă, deoarece deplasarea armăturii (către interior) faţă de poziţia prevăzută pentru aceasta în proiect poate provoca importante suprasolicitări în armătură şi în beton.

In figura 61, care reprezintă o placă liber rezemată, în conformitate cu diagrama momentelor încovoietoare, armătura de rezistenţă este aşezată la partea de jos, o parte din bare ($^1/_2$ sau $^1/_3$) fiind ridicate la reazeme sub un unghi de 30°, pentru a prelua momentele negative care pot apărea în cazul unei încastrări parţiale a plăcii în perete.

Armătura de repartiţie se leagă de obicei cu barele de rezistenţă din două în două intersecţii, însă barele de repartiţie, aşezate sub capetele ridicate ale armăturii se leagă, pentru a le menţine într'o anumită poziţie, la fiecare intersecţie.

Lungimea părţii de rezemare a plăcii se ia egală cu grosimea ei sau deobicei cu o jumătate de cărămidă şi cu cel puţin $^1/_4$ de cărămidă.

Pentru lămurirea celor de mai sus, în figura 61 armătura de rezistenţă este extrasă şi aşezată sub secţiunea longitudinală a plăcii.

In cazul armării plăcilor cu plase sudate — în sul sau plane — plasele se iau în conformitate cu calculul, după sortimentul dat în tabela 8 a anexei IX. La reazemele neîncastrate, placa trebue să aibă cel puţin o bară transversală (de repartiţie), aşezată dincolo de marginea reazemului (fig. 62). Grosimea limită a plăcii şi grosimea stratului de acoperire se iau la fel ca şi la armarea cu bare separate.

b) *Din beton armat prefabricat*

Aici sunt menţionate numai plăcile prefabricate, cele mai simple, pentru planşeele dintre etaje şi podestele scărilor[1]), care se aşează direct pe ziduri sau pe grinzi metalice sau de beton armat (fig. 63).

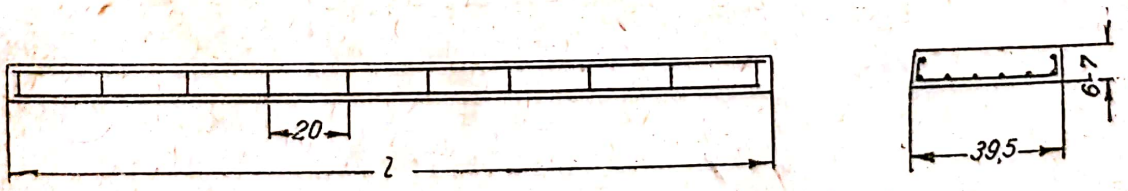


Fig. 63. Placă prefabricată

Plăcile de acest fel se execută din beton obişnuit (de marcă cel puţin 170) cu grosimea de 6—7 cm; ele au deschideri care nu depăşesc decât

[1]) Tipurile de plăci prefabricate pentru planşee de acoperiş sunt descrise în capitolul XIV.

foarte rar 2 m şi lăţimea, în general, de 39,5 sau 49,5 cm. Acestea pot fi executate, deasemenea din beton uşor (marca 70—110).

Plăcile se armează cu bare separate sau cu plase sudate, respectându-se cu stricteţă indicaţiile pentru plăci monolitice. Un sortiment precis pentru astfel de plăci prefabricate nu este încă stabilit.

3. Grinzi

a) *Grinzi din beton armat monolitic*

Secţiunea cea mai răspândită a grinzilor este cea dreptunghiulară şi secţiunea în T.

Raportul dintre lăţimea şi înălţimea secţiunii dreptunghiulare a grinzii se ia deobicei între $1/2$ şi $1/3$ şi depinde de o serie de considerente, atât de ordin constructiv cât şi de ordin pur arhitectural.

Armătura grinzilor din bare separate o formează (fig. 64); barele din rezistenţă — drepte şi ridicate, etrierii şi barele de montaj. In acelaşi timp cu ridicarea barelor se realizează şi trecerea unei părţi din bare în zona superioară întinsă de deasupra reazemelor. Ridicarea unei părţi din bare în apropierea reazemelor este posibilă, deoarece momentele pozitive descresc treptat înspre reazeme.

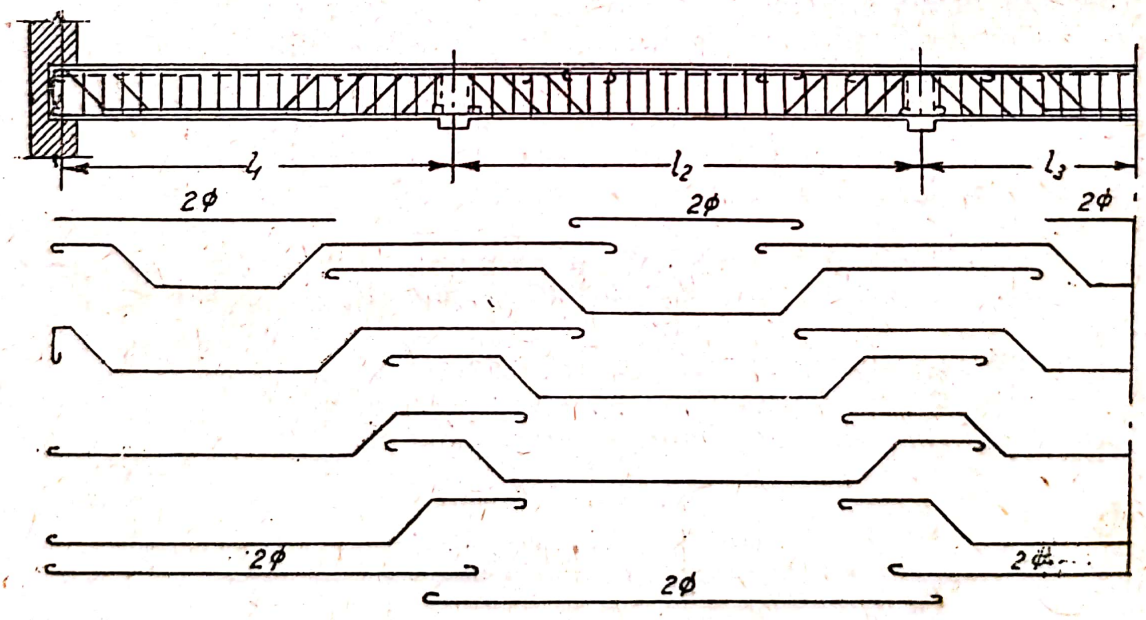


Fig 64. Armarea grinzii cu bare separate

Pentru barele de rezistenţă se întrebuinţează bare cu diametrul dela 10 la 40 mm; totuşi, întrebuinţarea unor diametri mai mari decât 28 mm nu este recomandabilă. Armătura trebue să fie repartizată, în limita posibilităţilor, uniform pe lăţimea grinzii. Barele se aşează deobicei într'unul sau în două rânduri; trebue să se evite aşezarea alternativă a barelor din rândul superior faţă de cel inferior, deoarece în acest caz, este mai greu să se realizeze o umplere bună cu beton a intervalelor dintre bare.

Scanned with OKEN Scanner

Modul de așezare a barelor într'un singur rând este cel mai bun, deoarece în cazul așezării în două rânduri, centrul de greutate se deplasează în sus iar armătura lucrează mai puțin bine.

Barele din zona întinsă trebue să fie în număr de cel puțin două.

Distanța (în lumină) dintre barele de armătură dela mijloc trebue să fie suficientă pentru a permite îngroparea lor complectă în beton. Conform prescripțiilor N și TU, această distanță nu trebue să fie mai mică decât diametrul barelor și să nu fie sub 2,5 cm (fig. 65, *a* și *b*), iar între barele armăturii superioare întinse, nu mai puțin decât 3 cm In cazul așezării armăturii de jos pe mai mult decât două rânduri, distanța dintre bare (afară de barele celor două rânduri inferioare), se mărește de două ori.

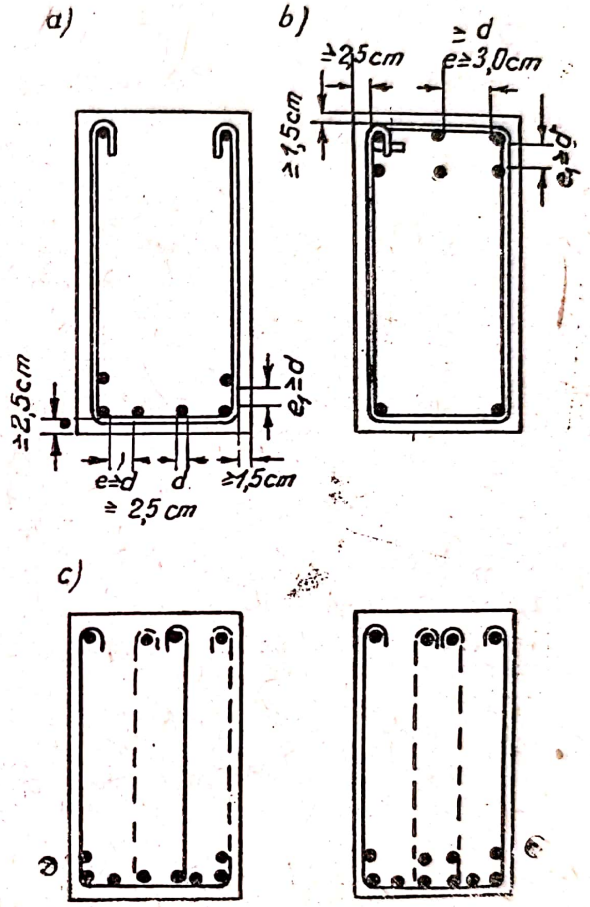


Fig. 65. Scheme de așezare a armăturilor și diferite feluri de etrieri:
a — etrieri deschiși cu două secțiuni de forfecare;
b — etrieri închiși cu două secțiuni de forfecare;
c — etrieri deschiși cu patru secțiuni de forfecare

Grosimea stratului de acoperire trebue să fie de cel puțin 2,5 cm; totodată, etrierii grinzilor trebue să fie așezați la o distanță de cel puțin 1,5 cm dela suprafața betonului. Deasemenea, ca și la plăci, atunci când asupra grinzii acționează diferiți factori nefavorabili, grosimea stratului de acoperire se mărește cu cel puțin 1 cm.

Armarea zonei comprimate a betonului în grinzi trebue să fie evitată, deoarece în majoritatea cazurilor, ca și la plăci o astfel de armare nu este economică.

Capetele barelor care lucrează la întindere, inclusiv capetele libere ale barelor ridicate și ale etrierilor, se prevăd cu ciocuri semicirculare cu un diametru (în lumină) de cel puțin 2,5 din diametrul barei.

In grinzi se pun întotdeauna etrieri — chiar și atunci când, conform calculelor, aceștia nu sunt necesari. Pe lângă consolidarea grinzii, pentru a rezista la eforturile principale de întindere, etrierii leagă zona comprimată de cea întinsă a grinzii, permițându-le să lucreze împreună; deasemenea, etrierii contribue la păstrarea distanței dintre barele de rezistență și asigură așezarea lor pe înălțime. Etrierii se leagă de armătura de rezistență și astfel rigidizează întreaga carcasă de armătură. De cele mai dese ori etrierii se așează la distanțe egale; uneori, aceștia se așează însă mai des la reazeme și mai rar spre mijlocul grinzii. Distanța maximă dintre etrieri nu trebue să depășească $^3/_4$ din înălțimea grinzii și 50 cm. In cazul când există armătură comprimată de care s'a ținut seamă în calcule, această distanță nu trebue să fie mai mare decât 15 *d*, *d* fiind diametrul

barelor de armătură comprimată. Diametrul etrierilor se ia deobicei de 6—8 mm și numai pentru grinzi foarte grele, de 10 mm.

Etrierii se confecționează cu două secțiuni de forfecare (cu două ramuri) și cu patru secțiuni de forfecare (cu patru ramuri). La grinzi cu lățimea până la 35 cm inclusiv, se prevăd deobicei etrieri cu două secțiuni de forfecare (fig. 65, *a* și *b*). Dacă lățimea grinzii este mai mare decât 35 cm, numărul barelor dintr'un rând este mai mare decât cinci, și se prevăd etrieri cu patru secțiuni de forfecare (fig. 65, *c*), adică formate din doi etrieri simpli (cu câte două secțiuni de forfecare).

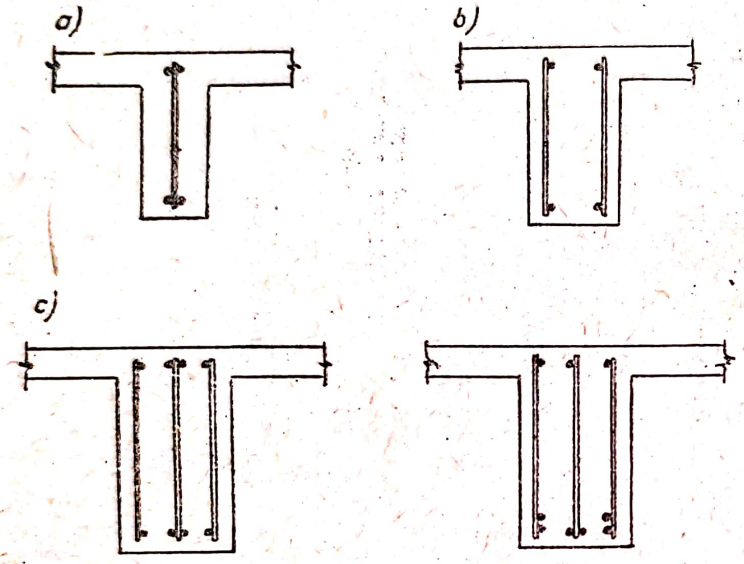


Fig. 66. Armarea grinzilor cu carcase sudate: a — cu o carcasă; b — cu două carcase; c — cu trei carcase

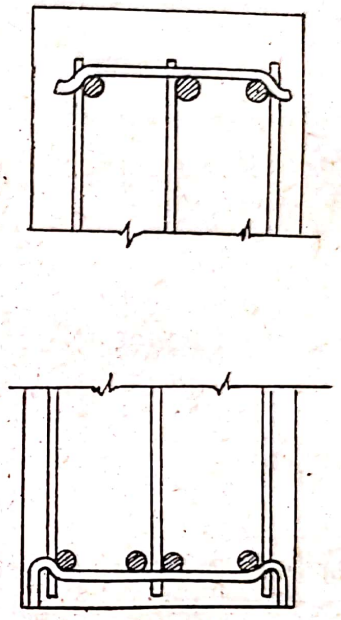


Fig. 67. Șabloane pentru prinderea între ele a carcaselor plane sudate

Se deosebesc etrieri deschiși și etrieri închiși (fig. 65, *b*). La grinzi cu secțiunea dreptunghiulară se prevăd deobicei etrieri închiși. In cazul armării duble, etrierii închiși sunt obligatorii — pentru a opri flambajul armăturii comprimate; totodată, ei se dispun astfel încât barele comprimate să fie așezate cel puțin din două în două în locurile de îndoire a etrierilor.

Pentru o corectă așezare a etrierilor, precum și a barelor de rezistență se așează paralel cu acestea din urmă, în apropierea suprafeței superioare a grinzii, bare ajutătoare numite bare „de montaj", de care se prind etrierii legându-i cu sârmă arsă. Barele de montaj au un diametru variind dela 10 până la 14 mm, în funcție de dimensiunile secțiunii grinzii. Barele de montaj servesc în același timp și la protecția grinzii împotriva eventualei apariții a fisurilor din cauza contracției, a variațiilor de temperatură și a altor acțiuni (sarcini) accidentale.

Armarea grinzilor cu carcase plane sudate se face în funcție de numărul necesar, stabilit prin calcul, al barelor de rezistență; în cazul unei lățimi mici a grinzii se folosește o singură carcasă (fig. 66, *a*) barele de rezistență așezându-se simetric; dacă lățimea este mare (încărcare mare) se folosesc mai multe carcase, de diferite tipuri, în număr de două (fig. 66, *b*) sau de trei (fig. 66, *c*).

Poziția carcaselor în cofraj este fixată prin șabloane speciale din bare, cu diametrul de 4—6 mm, așezate la 1,5—2,0 m dealungul grinzii (fig. 67).

b) *Grinzi din beton armat prefabricat*

Grinzile pot avea orice secțiune. Secțiunile cele mai uzuale (fig. 68) sunt: dreptunghiulare, secțiuni T cu talpa la partea inferioară și secțiuni T cu talpa la partea superioară, secțiunii dublu T cu tălpi înguste; și rar — cu goluri (rotunde), în U, în L și altele.

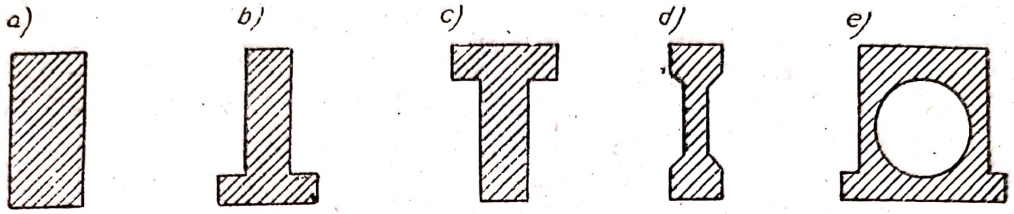


Fig. 68. Secțiuni cu grinzi:
a — dreptunghiulară; b — secțiune T cu talpa jos; c — idem cu talpa sus; d — secțiune dublu T cu tălpi înguste; e — cu goluri

Armarea grinzilor prefabricate se face deasemenea cu bare separate sau cu carcase sudate, fiind subordonată aceloraș prescripții de bază ca și la grinzile monolitice.

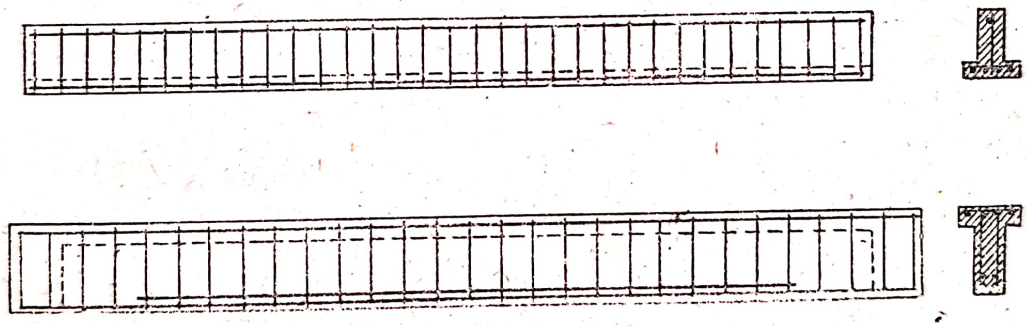


Fig. 69. Armarea grinzilor prefabricate cu secțiunea dublu T, cu carcase plane sudate

In figura 69 este reprezentată o armare cu carcase sudate a grinzilor T cu o singură deschidere, având talpa jos, sau sus.

4. Calculul plăcilor și al grinzilor

Scopul dimensionării secțiunii plăcii sau a grinzii îl constitue deobicei, determinarea înălțimii secțiunii și a cantității de armătură, pentru o lățime fixată dinainte.

La calculul plăcilor armate într'un sens se ia deobicei în considerare o fâșie cu lățimea $b = 1$ m (fig. 70, *a*).

La alegerea lățimii grinzilor dreptunghiulare (fig. 70, *b*) trebue să se respecte următoarele lățimi normate: 15, 18, 20, (22), 25, 30 cm și apoi, la fiecare 5 cm.

Prin calcul se stabileşte înălţimea utilă a secţiunii h_0 — dela muchia comprimată până la centrul de greutate al armăturii întinse. Grosimea totală a plăcii sau înălţimea grinzii h se obţine prin mărirea lui h_0 cu valoarea a. Această valoare este egală, conform prescripţiilor N şi TU, cu cel puţin 1 cm $+ \frac{d}{2}$ pentru plăci cu o grosime până la 10 cm şi cu 1,5 cm $+ \frac{d}{2}$ pentru plăci cu o grosime mai mare de 10 cm; iar pentru grinzi cu armătura aşezată pe un singur rând, cu cel puţin 2,5 cm $+ \frac{d}{2}$, unde $\frac{d}{2}$ reprezintă jumătate din diametrul barei de rezistenţă, calculată în centimetri. La grinzi care au armătura aşezată pe două rânduri, din bare de acelaşi diametru şi cu acelaşi număr de bare în fiecare rând, distanţa dela centrul de greutate al armăturii până la faţa inferioară a grinzii, în cazul diametrilor d până la 25 mm şi mai mari decât 25 mm, este respectiv egală cu:

$$a = 2{,}5 + d + \frac{2{,}5}{2} = 3{,}75 \text{ cm} + d \text{ şi } a = 2{,}5 + 1{,}5\ d.$$

In general, valoarea a se determină aproximativ, cu o rotunjire în plus, ţinându-se seama de o eventuală deplasare a barelor în timpul betonării. Totodată, grosimea totală a plăcii h trebue să se ia de un număr întreg de centimetri, iar pentru înălţimea grinzilor se stabileşte următoarea gradaţie: dela 25—80 cm din 5 în 5 cm, iar pentru înălţimi mai mari, din 10 în 10 cm.

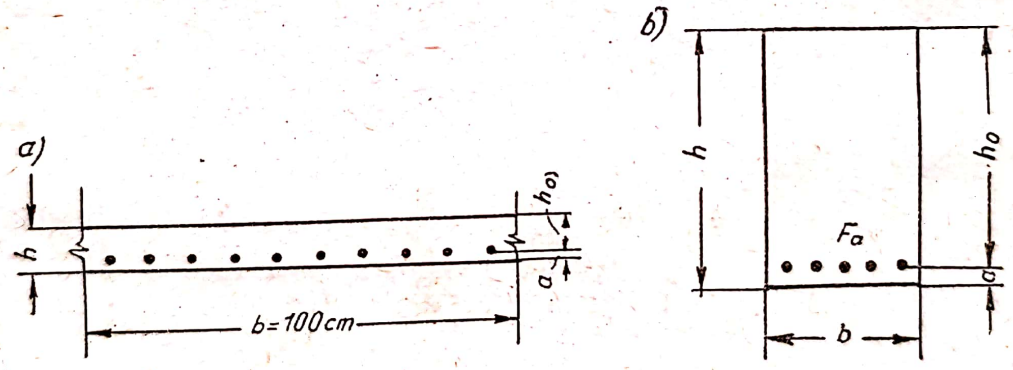


Fig. 70. Scheme de calcul ale secţiunilor plăcii şi grinzii.
a — secţiune prin placă; b — secţiune prin grindă.

După ce s'a determinat din calcul secţiunea totală a armăturii F_a se aleg, folosind tabelele (anexa IX), diametrii corespunzători şi numărul necesar de bare. Pentru plăci se ia deobicei un număr întreg de bare pe metrul liniar (dela 5 până la 14); suprafaţa secţiunii barelor alese trebue să difere puţin de cea rezultată din calcul.

La distribuirea în grindă a barelor alese este necesar să se respecte strict normele distanţelor minime dintre bare şi grosimile stratului de acoperire.

In cazul barelor cu aceleaşi diametru, până la 25 mm, şi a unui număr m de bare într'un rând, lăţimea minimă a grinzii va fi:

$$b = 2 \cdot 2{,}5 + 2{,}5\ (m - 1) + md = 5 + 2{,}5\ (m - 1) + md.$$

In cazul unor bare cu diametrul mai mare decât 25 mm:

$$b = 2 \cdot 2{,}5 + d\ (m - 1) + md = 5 + (2\ m - 1)\ d.$$

In cele ce urmează se vor deduce formulele de bază pentru calculul la rezistență al elementelor care lucrează la încovoiere, având o formă simetrică oarecare a secțiunii, cu armare simplă și dublă. După aceea se va face aplicarea formulelor obținute la dimensionarea plăcilor și a grinzilor cu secțiuni dreptunghiulare și secțiuni T. Formulele deduse sunt aplicabile la calculul elementelor monolitice și prefabricate, armate atât cu bare separate, cât și cu plase și carcase sudate.

§ 11. CALCULUL LA REZISTENȚĂ AL ELEMENTELOR SUPUSE LA ÎNCOVOIERE, AVÂND O SECȚIUNE OARECARE, ÎNSĂ SIMETRICĂ (în funcție de stadiul de rupere)

1. Elemente simplu armate

Calculul elementelor care lucrează la încovoiere se face după metoda profesorului A. F. Loleit. Această metodă se bazează în principiu pe ipoteza că limita de curgere a armăturii și cedarea betonului în zona comprimată încep fie în mod concomitent, fie armătura începe să curgă mai repede, păstrând efortul unitar de curgere până în momentul când zona comprimată începe să cedeze. Dacă zona comprimată cedează mai înainte ca armătura să înceapă să curgă, adică la secțiuni supraarmate, metoda lui Loleit nu este valabilă.

Trebue menționat că dacă zona de curgere a oțelului este lungă (fig. 35), schema indicată de prof. Loleit rămâne în vigoare chiar în cazul unei armături foarte slabe, deși limita de curgere în armătură este atinsă

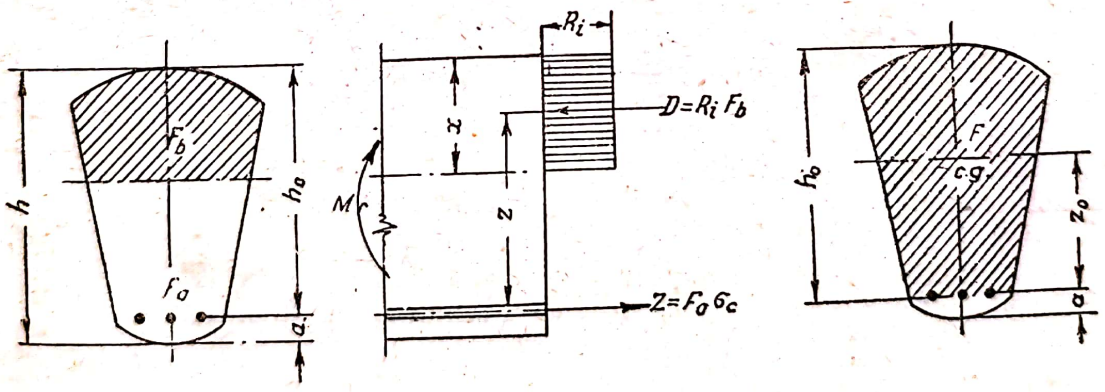


Fig. 71.

mult mai devreme decât se produce cedarea zonei comprimate a betonului. In cazul unei zone de curgere scurtă sau slab pronunțată, cedarea zonei comprimate a betonului începe la eforturi unitare în armătură care depășesc limita de curgere, deaceea, în astfel de cazuri, pentru elemente slab armate, încercările dau momente de rupere mult mai mari decât cele rezultate din calcul. Totuși, în acest caz, deformațiile armăturii sunt atât de mari, încât în mod practic trebue considerat că elementul a ieșit din lucru chiar din momentul când armătura a atins limita de curgere.

Formulele de calcul pentru un element care lucrează la încovoiere se deduc pornind dela condiția echilibrului dintre forțele exterioare și cele interioare (eforturi) în momentul ruperii elementului, adică în calcul se introduc rezistența de rupere a betonului la compresiune din încovoiere R_i și limita de curgere a armăturii σ_c. Diagrama compresiunilor se ia dreptunghiulară (fig. 71).

Din condiția egalității momentelor forțelor exterioare și interioare rezultă:

$$M_r = kM = Dz = Zz.$$

Din condiția egalării cu zero a sumei proiecțiilor tuturor forțelor pe axa elementului:

$$D = Z.$$

Rezultanta D este egală cu suma eforturilor de compresiune în beton:

$$D = R_i F_b.$$

Rezultanta eforturilor de întindere în armătură:

$$Z = R_a \sigma_c.$$

Substituind această valoare în ecuația condiției de echilibru, se obține:

$$M_r = kM = R_i F_b z = R_i S_b = F_a \sigma_c z, \tag{19}$$

$$F_b R_i = F_a \sigma_c \tag{20}$$

în care $S_b = F_b z$ reprezintă momentul static al suprafeței zonei comprimate față de centrul de greutate al secțiunii armăturii întinse.

Momentul admisibil se obține din condiția de echilibru (19):

$$M = \frac{M_r}{k} = \frac{R_i S_b}{k} = \frac{F_a \sigma_c z}{k}. \tag{21}$$

Limita de aplicabilitate a acestor formule este determinată de raportul S_b/S_0, în care $S_0 = Fz_0$ reprezintă momentul static al secțiunii utile, în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse.

Rezultatele cercetărilor efectuate la Institutul ȚNIPS asupra elementelor care lucrează la încovoiere, având secțiunea dreptunghiulară și, deasemenea, circulară și inelară, au arătat că, dacă $S_b \leq 0{,}75\, S_0$, limita de curgere în armătură este totdeauna atinsă înainte ca zona comprimată a betonului să cedeze; pentru $S_b \geq 0{,}875\, S_0$, zona comprimată a betonului cedează înainte ca armătura întinsă să înceapă să curgă.

Pe baza acestor fapte, prescripțiile N și TU—3—49 stabilesc că secțiunea zonei comprimate trebue să satisfacă condiția:

$$S_b \leq 0{,}75\, S_0. \tag{22}$$

Această condiție limitează secțiunea maximă a armăturii întinse, care poate fi luată în considerare la calculul elementelor ce lucrează la încovoiere, simplu armate.

Din formula (20):

$$F_a = F_b \frac{R_i}{\sigma_c} = \frac{S_b}{z} \cdot \frac{R_i}{\sigma_c} \leq \frac{0{,}75 S_0}{z} \cdot \frac{R_i}{\sigma_c} \qquad (23)$$

Pe de altă parte, această secțiune de calcul a armăturii nu trebue să fie mai mică decât cele date în tabela 12.

Tabela 12

Secțiunea minimă a armăturii, în procente, din secțiunea utilă de beton

Limita de curgere a armăturii în kg/cm²	Mărcile betonului				
	50 70	90 110 140	170 200	250 300 400	500 600
$\sigma_c \leq$ 3 000	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
$\sigma_c \geq$ 3 500	—	0,15	0,20	0,30	0.40

Procentele minime de armare s'au obținut din condiția că elementul de beton armat supus la încovoiere să poată prelua după formarea fisurilor în zona întinsă, un moment, cel puțin egal cu acela pe care-l poate prelua elementul nearmat până când apar fisuri.

La construcțiile hidrotehnice, la construcțiile masive, coeficientul de armare se ia și mai mic decât limitele indicate, cu mențiunea că un astfel de material, care ocupă o poziție intermediară între betonul armat și betonul simplu, a fost denumit — beton slab armat „armo beton". Importanța armăturii la „construcțiile de armo-beton" este dublă: ea întărește în mod apreciabil locurile defectuoase întâlnite la beton, oprind dezvoltarea primelor fisuri capilare și creează o garanție suplimentară împotriva distrugerii construcției, la care atât betonul, cât și armătura lucrează la întindere.

2. Elemente dublu armate

Dacă la dimensiuni date ale secțiunii trebue să fie preluat un moment mai mare decât cel limită prevăzut pentru armătura simplă conform formulei (23), acest surplus va putea fi transmis asupra armăturii comprimate F'_a și asupra unei armături întinse suplimentare $F_{a2} = F'_a$ (fig. 72). In comformitate cu acesta, momentul de rupere pentru elementul dublu armat (cu armătură dublă) poate fi considerat format din două componente:

$$kM = kM_1 + kM', \qquad (24)$$

în care kM_1 este o parte din moment, preluat de zona comprimată a betonului și o parte din armătura întinsă $(F_a - F_a')$ ca și într'un element simplu armat, adică

$$kM_1 = R_i S_b \qquad (25)$$

şi în care kM' este partea rămasă din moment, preluat de armătură comprimată F_a' şi de armătura întinsă suplimentară având aceeaşi secţiune cu F_a', braţul de pârghie fiind egal cu distanţa dintre armături:

$$kM' = F_a' \ \sigma_c \ (h_0 - a'). \tag{26}$$

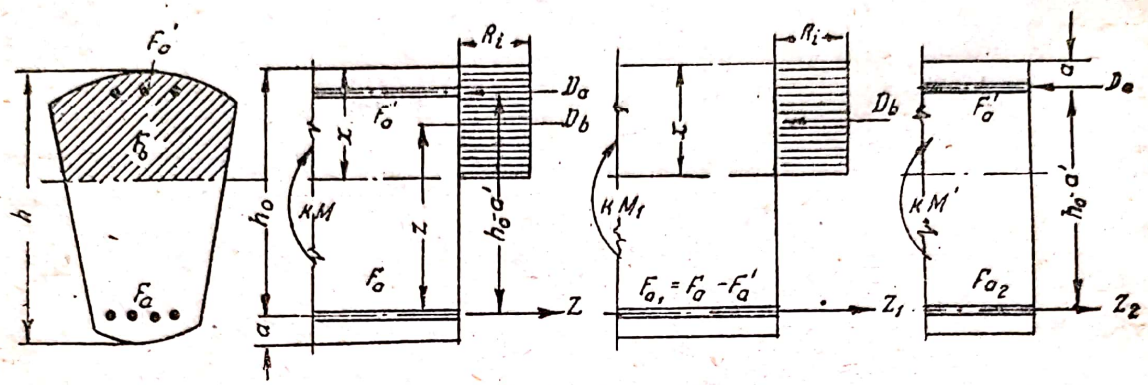


Fig. 72.

In felul acesta momentul de rupere pentru secţiunea dublu armată va fi egal cu suma momentelor din formulele (25) şi (26):

$$kM = kM_1 + kM' = R_i S_b + F_a' \sigma_c \ (h_o - a'). \tag{27}$$

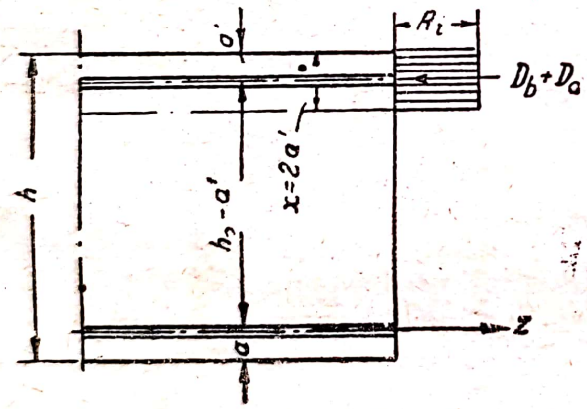


Fig. 73.

Din condiţia de egalitate a proiecţiilor forţelor pe axa elementului se poate obţine a doua ecuaţie:

$$Z - D_a = D_b$$

sau

$$(F_a - F_a') \ \sigma_c = R_i F_b \tag{28}$$

Formulele de calcul (27) şi (28) sunt aplicabile dacă se respectă următoarele trei condiţii:

1) $S_b \leq 0{,}75 \ S_o$

sau cu alte cuvinte

$$F_a - F_a' = \frac{S_b}{z} \frac{R_i}{\sigma_c} \leq 0{,}75 \ \frac{S_0}{z} \frac{R_i}{\sigma_c} \tag{29}$$

S_b are aici aceeaşi semnificaţie ca şi în cazul când se calculează o secţiune simplu armată

2) $$x \geq 2 \ a' \tag{30}$$

sau

$$z \leq h_0 - \frac{x}{2} = h_0 - a'. \tag{31}$$

adică, pentru ca armătura comprimată să atingă, la ruperea elementului, limita de curgere, este necesar ca centrul de greutate al armăturii comprimate să fie mai aproape de fața comprimată decât de punctul de aplicație al rezultantei eforturilor unitare de compresiune din beton (fig. 73).

3) $$kM \leq R_i S_0 \qquad (32)$$

Ultima condiție limitează de fapt procentul de armătură întinsă, deoarece primele două condiții pot produce o mărire exagerată a procentului de armare.

§ 12. CALCULUL DE REZISTENȚĂ AL ELEMENTELOR CU SECȚIUNE DREPTUNGHIULARĂ

(în funcție de stadiul de rupere)

A. ELEMENTE SIMPLU ARMATE

1. *Formulele fundamentale de calcul și condițiile de aplicabilitate a lor*

Pentru secțiunea dreptunghiulară, formulele (19) și (20) iau următoarea formă (fig. 74):

$$kM = R_i S_b = R_i bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = F_a \sigma_c \left(h_0 - \frac{x}{2}\right); \qquad (33)$$

$$R_i bx = F_a \sigma_c \qquad (34)$$

Din formula (34)

$$x = \frac{F_a \sigma_c}{R_i b} \text{ sau } \frac{x}{h_0} = \alpha = \frac{F_a \sigma_c}{R_i b h_0} = \mu \frac{\sigma_c}{R_i} \qquad (35)$$

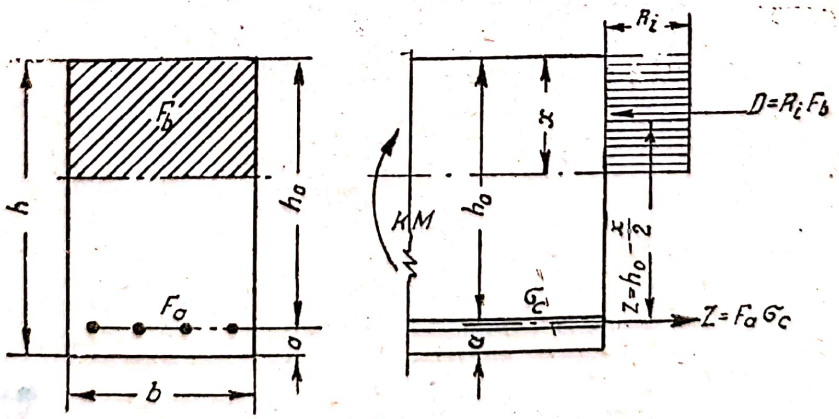


Fig. 74.

In cazul secțiunii dreptunghiulare, condiția de aplicabilitate a formulelor de calcul (33) și (34) exprimată prin inegalitatea $S_b \leq 0{,}75\, S_0$ după substituirea valorilor respective

$$bx\ (h_o - \frac{x}{2}) \leq 0{,}75\ \frac{bh_0^2}{2}$$

se exprimă prin formula:

$$x \leq 0{,}5\ h_o \tag{36}$$

sau

$$\mu \leq 0{,}5\ \frac{R_i}{\sigma_c}\ . \tag{36'}$$

In cazul unui procent de armare ridicat, formulele de calcul (33) și (34) sunt inaplicabile.

Formula de calcul (33) poate fi pusă sub forma următoare:

$$kM = R_i bh^2 \frac{x}{h_0}\ (1 - 0{,}5\ \frac{x}{h_0}) = Abh_0^2 = F_a\ \sigma_c\ z \tag{37}$$

$$kM = R_i bh_0^2\ \alpha\ (1 - 0{,}5\ \alpha)\ . \tag{37'}$$

Momentul maxim de rupere va fi, în cazul lui μ maxim, sau, ceeace reprezintă același lucru, când $x = 0{,}5\ h_0$:

$$kM = R_i bh_0^2 \cdot 0{,}5\ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}5) = 0{,}375\ R_i\ bh_0^2 \tag{38}$$

Valoarea corespunzătoare

$$\mu\ max = \frac{R_i}{2\sigma_c}\ . \tag{39}$$

In tabela 13 este dată cantitatea limită de armătură determinată cu formula (39), și calculată în procente, în funcție de marca betonului și de limita de curgere a oțelului.

Tabela 13

Procentul de armare al secțiunii dreptunghiulare simplu armate

Limita de curgere a armăturii, în kg/cm²	Mărcile betonului										
	50	70	90	110	140	170	200	250	300	400	500
2 500	1,00	1,40	1,80	2,20	2,70	3,10	3,60	4,40	5,00	6,50	7,80
2 850	—	—	—	1,93	2,36	2,72	3,15	3,86	4,38	5,70	6,84
3 000	—	—	—	1,83	2,25	2,59	3,00	3,67	4,16	5,42	6,50
3 500	—	—	—	1,57	1,93	2,22	2,57	3,15	3,57	4,68	5,58
4 500	—	—	—	1,22	1,50	1,72	2,00	2,44	2,77	3,61	4,32

In calcule, dacă procentele de armare depășesc aceste valori, secțiunea armăturii întinse nu poate fi luată în considerare în întregime: în aceste

cazuri, capacitatea portantă a elementului, indiferent de procentul de armare, se determină cu ajutorul formulei (38):

$$kM = 0{,}375\ R_i b h_0^2$$

adică pentru $A = 0{,}375\ R_i$.

Cantitatea minimă de armătură, calculată în procente, nu trebue să fie mai mică decât cea indicată în tabela 12.

Pentru a putea aprecia gradul erorii făcute la determinarea valorii momentului de rupere (capacitatea portantă a elementului) prin adoptarea diagramei dreptunghiulare în zona comprimată aceasta trebue comparată cu valoarea momentului de rupere, determinată în cazul diagramei curbilinii (OST 90003—38).

Pornind deasemenea dela condițiile de echilibru ale forțelor exterioare și interioare, se poate scrie (fig. 75):

$$D = Z \text{ și } M_r = Dz = Zz$$

Pentru

$$D = \omega R_i b \xi h_0 = F_a \sigma_c \text{ și } z = h_0 (1 - \gamma\xi)$$

$$M_r = kM = \omega \xi R_i b h_0^2 (1 - \gamma\xi),$$

Notând

$$\xi\omega = \frac{F_a \sigma_c}{R_i b h_0} = \frac{\sigma_c}{R_i}\mu = \alpha \text{ și } \xi = \frac{\alpha}{\omega},$$

se obține:

$$kM = b h_0^2 R_i \alpha \left(1 - \frac{\gamma}{\omega}\alpha\right).$$

Aici ω și γ sunt coeficienți numerici, care depind de aspectul diagramei eforturilor unitare de compresiune. Forma diagramei este curbilinie convexă; ea are deci o formă intermediară între cea dreptunghiulară și cea triunghiulară. Pentru forma dreptunghiulară $\omega = 1$ și $\gamma = 1/2$, pentru cea triunghiulară, $\omega = 1/2$ și $\gamma = 1/3$; valorile reale se găsesc cuprinse între ele. Prin urmare, pentru raportul $\frac{\gamma}{\omega}$ este valabilă condiția $0{,}5 < \frac{\gamma}{\omega} < 0{,}67$.

Potrivit experiențelor efectuate la Institutul ȚNIPS, o concordanță cu datele experimentale o dă valoare $\frac{\gamma}{\omega} = 0{,}53$, pentru care formula finală de calcul are forma:

$$kM = b h_0^2 R_i \alpha\ (1 - 0{,}53\ \alpha).$$

Substituind valoarea maximă $\alpha = 0{,}5$, se obține momentul maxim de rupere:

$$kM = R_i b h_0^2 \cdot 0{,}5\ (-0{,}53 \cdot 0{,}5) = 0{,}3675\ R_i b h_0^2 \qquad (40)$$

Raportul dintre valorile momentelor de rupere, obținute cu ajutorul formulelor (38) și (40), adică pentru diagrama dreptunghiulară — M_{dr} și cea curbilinie — M_c are valoarea:

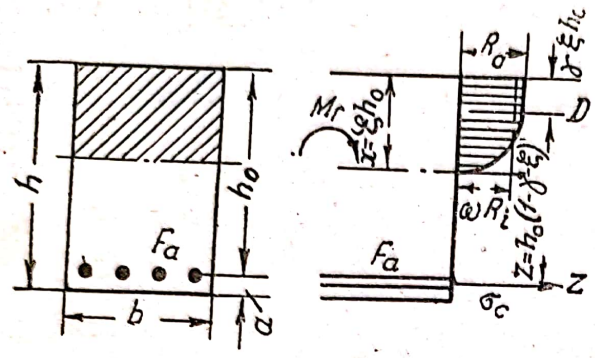


Fig. 75.

$$\frac{M_{dr}}{M_c} = \frac{0{,}375}{0{,}3675} \approx 1{,}02.$$

adică diferența dintre momentele de rupere este în total de circa 2%, în condițiile cele mai nefavorabile.

O astfel de eroare neînsemnată la stabilirea valorii momentului de rupere cu diagrama dreptunghiulară a dus la adoptarea acesteia în prescripțiile N și TU în vigoare.

2. Calculul secțiunilor

Pentru calculul secțiunilor (dimensionare) plăcilor și grinzilor dreptunghiulare, în cazul unui anumit coeficient de siguranță k, se alege coeficientul de armare μ. Înălțimea utilă a secțiunii se determină din formula (37), înlocuind pe $\frac{x}{h_0}$ cu valoarea sa din formula (35):

$$kM = R_i b h_0 \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\,\frac{x}{h_0}\right) = b h_0^2 \mu\sigma_c \left(1 - 0{,}5\,\frac{\mu\sigma_c}{R_i}\right), \qquad (37'')$$

de unde

$$h_0 = \sqrt{\frac{1}{\mu\sigma\left(1 - 0{,}5\,\frac{\mu\sigma_c}{R_i}\right)}}\sqrt{\frac{kM}{b}} = r\sqrt{\frac{kM}{b}} \qquad (41)$$

Coeficientul r depinde de coeficientul de armare și de mărcile betonului și oțelului.

Pornind dela formula (41), momentul de rupere poate fi exprimat prin formula:

$$kM = \frac{bh_0^2}{r^2} = Abh_0^2. \qquad (42)$$

în care

$$A = \mu\sigma\left(1 - 0{,}5\,\frac{\mu\sigma_c}{R_i}\right) = \frac{x}{h_0}\left(1 - 0{,}5\,\frac{x}{h_0}\right)R_i \qquad (43)$$

Secțiunea armăturii pentru μ dat este:

$$F_a = \mu\, bh_0 \qquad (44)$$

Folosind egalitatea $kM = F_a \sigma^c z$, se poate determina secțiunea armăturii întinse din formula:

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c z} = \frac{kM}{\sigma_c \gamma h_0}, \tag{45}$$

în care

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = \left(1 - 0{,}5\mu \frac{\sigma_a}{R_i}\right) h_0 = \gamma h_0 . \tag{46}$$

La procentele de armare obișnuite coeficientul γ variază între limite neînsemnate (vezi tabela 14); la determinarea secțiunii armăturii în plăci se poate lua cu aproximație, $\gamma = \frac{7}{8} \approx 0{,}9$, adică:

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c \cdot 0{,}9\, h_0} . \tag{47}$$

Pentru ușurarea calculului secțiunii, se folosesc tabele care conțin valorile calculate ale coeficienților r, γ și A. In tabelele 14 și 15 sunt dați acești coeficienți pentru diferite procente de armare p — dela 0,04 până la 4,0, pentru mărcile de beton cele mai des întrebuințate (110, 140, 170, și 200) și pentru oțelurile cu limita de curgere de calcul $\sigma_c = 2500$ km/cm² și $\sigma_c = 3500$ kg/cm².

După cum reese din tabele, dimensiunile secțiunii depind foarte puțin de marca betonului întrebuințat. De aceasta ne putem convinge ușor și examinând formula (37″), în care rezistența de rupere la compresiune din încovoiere a betonului R_i intră numai la numitorul celui de al doilea termen din paranteză și are o influență neînsemnată asupra valorii momentului de rupere.

Tabela 16[1]) servește la calculul secțiunilor elementelor cu armătură din oțel St 3, cu limita de curgere de calcul de 2800 kg/cm², la mărcile betonului 170 și 200, precum și la calculul secțiunii elementelor pentru orice marcă a betonului și a oțelului.

Formulele de calcul pentru cea de a doua parte a tabelei 16 se obțin deasemenea din formula (37′), și anume:

$$h_0 = \sqrt{\frac{1}{\alpha(1-0{,}5\alpha}} \sqrt{\frac{kM}{bR_i}} = r_0 \sqrt{\frac{kM}{R_i}} \tag{48}$$

$$kM = \frac{1}{r_0^2} b h_0^2 R_i = A_0 b h_0^2 R_i \tag{49}$$

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c z} = \frac{kM}{\sigma_c \gamma_0 h_0} = \alpha b h_0 \frac{R_i}{\sigma_c} \tag{50}$$

[1]) Instrucțiuni pentru calculul secțiunilor elementelor construcțiilor din beton armat (I—123—49) Stroiizdat, 1950.

După vechea metodă se obținea un coeficient de armare a grinzii bine determinat pentru rezistențele admisibile date în cele două materiale. Noua metodă permite o mare libertate: secțiunea se poate calcula cu diverse înălțimi și, în mod practic, având orice procent de armare, conducându-ne în primul rând după considerente economice.

Dacă însă din calcul rezultă o cantitate de armătură întinsă mai mare decât cea limită, trebue mărite dimensiunile secțiunii, marca betonului sau trebue introdusă și armătură comprimată.

Prin calcule comparative s'a stabilit că procentul economic de armare se găsește între următoarele limite: pentru grinzi cu secțiunea dreptunghiulară — dela 0,6 până la 1,5%, iar pentru plăci, dela 0,4 până la 0,8%. Pe lângă aceasta fixarea procentului de armare trebue să fie pusă în concordanță cu cerințele constructive și cu condițiile locale.

Tabela 14

Date pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare și T ale elementelor de beton marca 110, 140, 170, 200 și oțel cu limita de curgere de calcul σ_c =2 500 kg/cm²

p%	110			140			170			200			p%
	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	
0,04	1,002	0,977	1,00	1,002	0,981	1,00	1,002	0,976	1,00	1,001	0,979	1,00	0,04
0,06	0,820	0,977	1,49	0,820	0,981	1,49	0,820	0,976	1,49	0,820	0,979	1,49	0,06
0,08	0,712	0,977	1,98	0,710	0,981	1,98	0,710	0,976	1,99	0,710	0,979	1,99	0,08
0,10	0,636	0,977	2,47	0,635	0,981	2,48	0,635	0,976	2,48	0,635	0,979	2,48	0,10
0,12	0,582	0,977	2,96	0,582	0,981	2,97	0,580	0,976	2,97	0,580	0,979	2,98	0,12
0,14	0,540	0,977	3,44	0,538	0,981	3,45	0,538	0,976	3,46	0,537	0,979	3,47	0,14
0,16	0,504	0,977	3,93	0,504	0,981	3,94	0,504	0,976	3,96	0,503	0,979	3,95	0,16
0,18	0,477	0,977	4,41	0,476	0,981	4,42	0,475	0,976	4,43	0,474	0,979	4,44	0,18
0,20	0,454	0,977	4,89	0,452	0,981	4,91	0,452	0,976	4,92	0,450	0,979	4,93	0,20
0,25	0,405	0,972	6,07	0,405	0,977	6,11	0,405	0,976	6,12	0,404	0,979	6,14	0,25
0,30	0,372	0,966	7,24	0,371	0,972	7,29	0,370	0,976	7,32	0,369	0,979	7,34	0,30
0,35	0,346	0,960	8,40	0,344	0,968	8,47	0,343	0,972	8,50	0,342	0,976	8,54	0,35
0,40	0,324	0,954	9,55	0,323	0,962	9,63	0,322	0,968	9,68	0,321	0,972	9,72	0,40
0,45	0,306	0,948	10,67	0,305	0,958	10,78	0,303	0,964	10,84	0,303	0,969	10,90	0,45
0,50	0,292	0,943	11,79	0,290	0,954	11,92	0,289	0,960	12,00	0,288	0,965	12,07	0,50
0,55	0,279	0,938	12,89	0,277	0,949	13,05	0,276	0,956	13,14	0,275	0,962	13,22	0,55
0,60	0,268	0,932	13,98	0,266	0,944	14,17	0,265	0,952	14,27	0,264	0,958	14,37	0,60
0,65	0,258	0,926	5,05	0,256	0,940	15,27	0,255	0,948	15,40	0,254	0,955	15,52	0,65
0,70	0,249	0,920	16,11	0,248	0,935	16,37	0,246	0,944	16,51	0,245	0,951	16,65	0,70
0,75	0,242	0,915	17,15	0,239	0,931	17,50	0,238	0,940	17,62	0,237	0,948	17,77	0,75
0,80	0,235	0,909	18,18	0,233	0,926	18,51	0,231	0,935	18,71	0,230	0,944	18,89	0,80
0,85	0,228	0,903	19,20	0,226	0,921	19,58	0,225	0,931	19,80	0,224	0,941	20,00	0,85
0,90	0,223	0,898	20,20	0,220	0,917	20,63	0,219	0,927	20,87	0,218	0,938	21,09	0,90
0,95	0,216	0,892	21,20	0,215	0,912	21,66	0,214	0,923	21,93	0,212	0,934	22,18	0,95
1,00	0,212	0,886	22,16	0,210	0,907	22,69	0,209	0,919	22,98	0,207	0,931	23,26	1,00
1,1	0,204	0,875	24,06	0,201	0,898	24,70	0,200	0,911	25,06	0,198	0,924	25,40	1,1
1,2	0,197	0,863	25,91	0,194	0,889	26,67	0,192	0,903	27,10	0,191	0,917	27,50	1,2
1,3	0,190	0,852	27,70	0,187	0,880	28,59	0,186	0,895	29,09	0,184	0,910	29,57	1,3
1,4	0,184	0,841	29,43	0,181	0,870	30,46	0,179	0,887	31,04	0,178	0,903	31,60	1,4
1,5	0,179	0,830	31,11	0,176	0,861	32,29	0,174	0,879	32,96	0,173	0,896	33,60	1,5
1,6	0,175	0,818	32,73	0,171	0,852	34,07	0,169	0,871	34,84	0,168	0,889	35,56	1,6
1,7	0,171	0,807	34,29	0,167	0,843	35,81	0,165	0,863	36,67	0,164	0,882	37,48	1,7
1,8	0,167	0,795	35,80	0,163	0,833	37,49	0,161	0,855	38,47	0,160	0,875	39,38	1,8
1,9	0,163	0,784	37,24	0,160	0,824	39,14	0,158	0,847	40,22	0,156	0,868	41,23	1,9

Scanned with OKEN Scanner

p%	110			140			170			209			p%
	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	
2,0	0,161	0,773	38,64	0,157	0,815	40,74	0,155	0,839	41,94	0,152	0,861	43,06	2,0
2,1	0,158	0,761	39,97	0,154	0,806	42,29	0,152	0,831	43,61	0,149	0,854	44,85	2,1
2,2	0,156	0,750	41,25	0,151	0,797	43,80	0,149	0,823	45,24	0,146	0,847	46,60	2,2
2,3	0,154	0,734	42,20	0,149	0,787	45,25	0,146	0,815	46,83	0,144	0,840	48,32	2,3
2,4	0,152	0,725	43,70	0,146	0,778	46,67	0,144	0,806	48,39	0,141	0,833	50,00	2,4
2,5	$p = 2{,}43\%$			0,144	0,769	48,03	0,142	0,798	49,90	0,139	0,826	51,65	2.5
2,6	0,150	0,724	44,00	0,142	0,759	49,35	0,140	0,790	51,37	0,137	0,819	53,26	2,6
2,7	$kM = Ab! \frac{2}{0}$			0,141	0,750	50.63	0,138	0,782	52,80	0,135	0,813	54,84	2,7
2.8				0,138	0,741	51,84	0,136	0,774	54,19	0,133	0,806	56,39	2.8
2,9	$F_a = p \frac{bh_0}{100}$			0,137	0,732	52,92	0,134	0,766	55,54	0,132	0,799	57,90	2,9
3.0				0,136	0,724	54,12	0,132	0,758	56,85	0,130	0,792	59,37	3,0
3,1	sau			$p = 2{,}99\%$			0,131	0,750	58,13	0,128	0,785	60,82	3,1
3,2	$F_a = \frac{kM}{\gamma\ h_0\ \sigma_c}$			0,136	0,724	54,00	0,130	0,742	59,21	0,127	0,778	62,22	3.2
							0,128	0,734	60,39	0,125	0,770	63,70	3.3
	$h_0 = r \sqrt{\frac{kM}{b}}$						0,127	0,726	61.58	0,124	0,764	64,93	3,4
							$p = 3{,}43\%$			0,123	0,757	66,10	3.5
							0,127	0.724	62.00	0,122	0,750	67,50	3.6
										0,121	0,743	69,00	3,7
										0,120	0,736	70,00	3,8
										0,119	0,729	71,00	3,9
										0,118	0,724	72,00	4,0

Unități de măsură: M — kcgm; b și h_0 — cm; σ_c — kg/cm²; F_a — cm².

Notă 1. Datele din tabelă, care se găsesc deasupra liniei groase superioare, se referă la secțiuni T

2. Datele care se găsesc sub linia groasă inferioară, se referă numai la secțiuni comprimate excentric.

Tabela 15

Datele pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare și T ale elementelor de beton, marca 100, 140, 170, 200 și oțel cu limita de curgere de calcul $\sigma_c = 3500$ kg/cm².

p%	110			140			170			200			p%
	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	
0,04	0,848	0,974	1,39	0,846	0,979	1,40	0,846	0,977	1,40	0.844	0,981	1,40	0,04
0,06	0,693	0,974	2,08	0,692	0,979	2,09	0,692	0,977	2,09	0,692	0,981	2,09	0,06
0,08	0,600	0,974	2,78	0,600	0,979	2,78	0,600	0,977	2,78	0,600	0,981	2,79	0,08
0,10	0,542	0,974	3,44	0,540	0,979	3,44	0,538	0,977	3,47	0,536	0,981	3,47	0,10
0,12	0,494	0,974	4,12	0,494	0,979	4,13	0,493	0,977	4,14	0,490	0,981	4,16	0,12
0,14	0,457	0,974	4,78	0,456	0,979	4,80	0,456	0,977	4,80	0,455	0,981	4,83	0,14
0,16	0,428	0,974	5,45	0,428	0,979	5,48	0,428	0,977	5,50	0,425	0,981	5,52	0,16
0,18	0,405	0,971	6,12	0,404	0,977	6,14	0,403	0,977	6,17	0,402	0,981	6,20	0,18
0,20	0,385	0,968	6,78	0,382	0,974	6,82	0,382	0,977	6,83	0,382	0,981	6,86	0,20
0,25	0,345	0,960	8,42	0,344	0,968	4,48	0.344	0,972	8,48	0,342	0,976	8,56	0,25
0,30	0,316	0,952	10,00	0,313	0,961	10,12	0,313	0,966	10,20	0,313	0,971	10,20	0,30
0,35	0,294	0,944	11,55	0,293	0,955	11,70	0,291	0,960	11.80	0,291	0,966	11,80	0,35
0,40	0,276	0,936	13,10	0,275	0,948	13.30	0,273	0,955	13,40	0,272	0,961	13,50	0,40
0,45	0,262	0,928	14,60	0,259	0,942	14,85	0,258	0,949	14,95	0,258	0,956	15,05	0,45
0,50	0,249	0,920	16,12	0,247	0,935	16,40	0,246	0,944	16,50	0,245	0,951	16,65	0,50
0,55	0,239	0,912	17,55	0,236	0,929	17,90	0,236	0,938	18,00	0,236	0,947	18,10	0,55
0,60	0,229	0,904	19,05	0,227	0,922	19,30	0,226	0,932	19,55	0,225	0,942	19,80	0,60

Scanned with OKEN Scanner

p%	110			140			140			200			p%
	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	r	γ	A	
0,65	0,222	0,896	20,40	0,219	0,916	20,90	0,218	0,927	21,10	0,217	0,937	21,30	0,65
0,70	0,214	0,889	21,80	0,212	0,909	22,30	0,210	0,921	22,60	0,209	0,932	22,90	0,70
0,75	0,208	0,880	23,20	0,205	0,903	23,80	0,204	0,915	24,00	0,202	0,927	24,30	0,75
0,80	0,202	0,872	24,40	0,199	0,896	25,10	0,198	0,910	25,60	0,196	0,922	25,90	0,80
0,85	0,196	0,865	25,80	0,194	0,890	26,60	0,193	0,904	27,00	0,191	0,917	27,40	0,85
0,90	0,192	0,857	27,10	0,190	0,883	27,70	0,188	0,898	28,40	0,187	0,912	28,70	0,90
0,95	0,188	0,849	28,20	0,185	0,877	29,20	0,184	0,893	29,60	0,182	0,908	30,20	0,95
1,0	0,184	0,841	29,40	0,181	0,870	30,40	0,180	0,887	31,00	0,178	0,903	31,70	1,0
1,1	0,177	0,825	31,80	0,174	0,857	33,00	0,173	0,876	33,60	0,171	0,893	34,40	1,1
1,2	0,171	0,809	34,00	0,168	0,844	35,40	0,166	0,865	36,30	0,164	0,883	37,10	1,2
1,3	0,167	0,793	36,10	0,163	0,831	37,80	0,160	0,853	38,90	0,159	0,874	39,60	1,3
1,4	0,162	0,777	38,10	0,158	0,819	40,20	0,156	0,842	41,20	0,154	0,864	42,20	1,4
1,5	0,158	0,761	40,00	0,154	0,805	42,30	0,152	0,830	43,40	0,149	0,854	45,00	1,5
1,6	0,155	0,745	41,70	0,151	0,792	44,00	0,148	0,819	46,00	0,145	0,844	47,30	1,6
1,7	0,152	0,730	43,30	0,147	0,780	46,40	0,145	0,808	48,00	0,142	0,835	49,60	1,7
1,8	$p = 1,74\%$			0,144	0,767	48,30	0,142	0,797	50,20	0,139	0,825	52,00	1,8
1,9	0,151	0,724	44,00	0,141	0,754	50.20	0,139	0,786	52,20	0,136	0,815	54,40	1,9
2,0				0,139	0,741	51,80	0,136	0,774	54,20	0,133	0,806	56,70	2,0
2,1				0,137	0,728	53.50	0,134	0,763	56,00	0,131	0,796	58,50	2,1
2,2				$p = 2,14\%$			0,132	0,752	57,80	0,129	0,786	60,56	2,2
2,3				0,136	0.724	54,12	0,130	0,740	59,60	0,127	0,777	62,60	2,3
2,4							0,128	0724	61,00	0,125	0,767	64,40	2,4
2,5							$p = 2,44\%$			0,123	0,757	66,00	2,5
2,6							0,127		62,00	0,121	0,748	68,00	2,6
2,7										0,120	0,738	69,80	2,7
2,8										0,118	0,726	71,40	2,8
										$p = 2,84‰$			
										0,118	0,724	72,00	

$$kM = Abh_0^2;$$

$$F_a = p\frac{bh_0}{100} \quad \text{sau} \quad F_a = \frac{kM}{\gamma h_0 \sigma_c}$$

$$h_0 = r\sqrt{\frac{kM}{b}}$$

Unităţi de măsură: M — kcgm; b şi h_0 — cm; σ_c — kg/cm²; F_a — cm².

Notă 1. Datele din tabelă, care se găsesc deasupra liniei groase superioare, se referă la secţiuni T

2. Datele care se găsesc sub linia groasă inferioară, se referă numai la secţiuni comprimate excentric.

Tabela 16

Datele pentru calculul secţiunilor dreptunghiulare ale elementelor de beton marca 170 şi 200 şi de oţel cu limita de curgere de calcul $\sigma_a = 2850$ kg/cm², precum şi de beton şi oţel de orice marcă.

p%	Mărcile betonului						Mărcile betonului şi ale oţelului sunt luate arbitrar			
	170			200						
	r	γ	A	r	γ	A	α	r_0	γ_0	A_0
0,04	0,938	0,973	1,14	0,938	0,976	1,14	0,04	5,05	0,980	0,039
0,06	0,765	0,973	1,70	0,765	0,976	1,70	0,05	4,53	0,975	0,048
0,08	0,665	0,973	2,26	0,665	0,976	2,26	0,06	4,15	0,970	0,058
0,10	0,595	0,973	2,83	0,595	0,976	2,83	0,07	3,85	0,965	0,067
0,12	0,544	0,973	3,38	0,544	0,976	3,38	0,08	3,61	0,960	0,077

Scanned with OKEN Scanner

$p\%$	Mărcile betonului 170			Mărcile betonului 200			Mărcile betonului şi ale oţelului sunt luate arbitrar			
	r	γ	A	r	γ	A	α	r_0	γ_0	A_0
0,14	0,502	0,973	3,95	0,502	0,976	3,95	0,09	3,41	0,955	0,085
0,16	0,472	0,973	4,50	0,472	0,976	4,50	0,10	3,24	0,950	0,095
0,18	0,445	0,973	5,05	0,445	0,976	5,06	0,11	3,11	0,945	0,104
0,20	0,422	0,973	5,62	0,442	0,976	5,63	0,12	2,98	0,940	0,113
0,25	0,380	0,973	6,96	0,380	0,976	6,98	0,13	2,88	0,935	0,121
0,30	0,347	0,973	8,30	0,346	0,976	8,34	0,14	2,77	0,930	0,130
0,35	0,323	0,968	9,66	0,321	0,972	9,71	0,15	2,68	0,925	0,139
0,40	0,301	0,963	11,00	0,300	0,968	11,10	0,16	2,61	0,920	0,147
0,45	0,286	0,959	12,30	0,284	0,964	12,40	0,17	2,53	0,915	0,155
0,50	0,272	0,954	13,60	0,269	0,960	13,70	0,18	2,47	0,910	0,164
0,55	0,260	0,950	14,90	0,258	0,956	15,00	0,19	2,41	0,905	0,172
0,60	0,250	0,945	16,20	0,248	0,952	16,30	0,20	2,36	0,900	0,180
0,65	0,240	0,940	17,40	0,238	0,948	17,60	0,21	2,21	0,895	0,188
0,70	0,232	0,936	18,70	0,230	0,944	18,90	0,22	2,26	0,890	0,196
0,75	0,225	0,931	19,90	0,223	0,940	20,10	0,23	2,22	0,885	0,203
0,80	0,218	0,926	21,20	0,216	0,936	21,40	0,24	2,18	0,880	0,211
0,85	0,212	0,922	22,40	0,210	0,932	22,70	0,25	2,14	0,875	0,219
0,90	0,207	0,917	23,50	0.205	0,929	23,80	0,26	2,10	0,870	0,226
0,95	0,202	0,913	24,70	0,199	0,925	25,10	0,27	2,07	0,865	0,236
1,00	0,197	0,908	25,90	0,195	0,922	26,30	0,28	2,04	0,860	0,241
1,10	0,188	0,899	28,10	0,185	0,913	28,60	0,29	2,01	0,855	0,248
1,20	0,182	0,890	30,50	0,180	0.905	31,00	0,30	1,98	0,850	0,255
1,30	0,176	0,880	32,70	0,174	0,897	33,30	0,31	1,95	0,845	0,262
1,40	0,170	0,872	34,70	0,168	0,889	35,50	0,32	1,93	0,840	0,269
1,50	0,165	0,862	36,90	0,163	0,881	37,60	0,33	1,90	0,835	0,275
1,60	0,160	0,853	38,90	0,158	0,874	39,80	0,34	1,88	0,830	0,282
1,70	0,156	0,845	41,00	0,154	0,865	41,90	0,35	1,86	0,825	0,289
1,80	0,153	0,835	42,80	0,151	0,857	44,00	0,36	1,84	0,820	0,295
2,00	0,146	0,816	46,50	0,144	0,842	48,00	0,37	1,82	0,815	0,301
2,20	0,141	0,798	50,10	0,139	0,826	51,80	0,38	1,80	0,810	0,309
2,40	0,137	0,779	53,40	0,134	0,810	55,40	0,39	1,78	0,805	0,314
2,60	0,133	0,761	56.40	0,131	0,794	58,90	0,40	1,77	0,800	0,320
2,80	0,130	0,743	59,30	0,127	0,778	62,20	0,41	1,75	0,795	0,326
3,00	$p = 2,99\%$			0,124	0,762	65,20	0,42	1,74	0,790	0,332
3,20				0,121	0,747	68.20	0,43	1,72	0,785	0,337
3,40	0,126	0724	63,20	0119	0,731	70,80	0,44	1,71	0,780	0,343
				$p = 3,47\%$			0,45	1,69	0,775	0,349
				1,117	0,724	73,40	0,46	1,68	0,770	0,354
							0,47	1,67	0,765	0,359
							0,48	1,66	0,760	0,365
							0,49	1,64	0,755	0,370
							0,50	1,63	0,750	0,375
							0,51	1,62	0,745	0,380
							0,52	1,61	0,740	0,385
							0,53	1,60	0,735	0,390
							0,54	1,59	0,730	0,394
							0,55	1,58	0,724	0,400

$kM = Ab h_0^2$; $h_0 = r\sqrt{\frac{kM}{b}}$;

$$F_a = \frac{bh_0}{100} \text{ sau } F_a = \frac{kM}{\gamma h_0 \sigma_c}.$$

Unităţi de măsură: M — kcgm; b şi h_0 — cm; σ_c — kg/cm²; F_a — cm².

Notă 1. Datele din tabelă, care se găsesc deasupra liniei groase superioare, se referă la secţiuni T.

2. Datele care se găsesc sub linia groasă inferioară, se referă numai la secţiuni comprimate excentric.

$kM = A_0 b h_0^2 R_i$; $\alpha = \frac{x}{h_0} = \frac{F_a \sigma_c}{b h_0 R_i}$; $h_0 = r_0\sqrt{\frac{kM}{bR_i}}$; $F_a = \frac{kM}{\gamma_0 h_0 \sigma_c}$ sau $F_a = \alpha b h_0 \frac{R_i}{\sigma_c}$

3. Verificarea rezistenței elementelor

Când dimensiunile secțiunii elementului sunt stabilite, coeficientul general de siguranță se determină prin raportul dintre momentul de rupere și momentul care acționează în stadiul de lucru:

$$k = \frac{Mr}{M} = \frac{R_i\, bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{M} = \frac{b\, h_0^2 \mu \sigma_c \left(1 - 0{,}5\mu \frac{\sigma_c}{R_i}\right)}{M} \qquad (51)$$

sau

$$k = \frac{M_r}{M} = \frac{F_a \sigma_c \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{M} = \frac{F_a \sigma_c h_0 \left(1 - 0{,}5\mu \frac{\sigma_c}{R_i}\right)}{M}. \qquad (51')$$

In acest caz secțiunea este considerată că satisface condițiile de rezistență, dacă valoarea lui k astfel obținută nu este mai mică decât cea stabilită prin prescripțiile N și TU (tabela 7).

Totodată, trebue satisfăcută și condiția $\frac{x}{h_0} = \mu \frac{\sigma_c}{R_i} \leq 0{,}5$.

4. Exemple de calcul

La calculul plăcilor și al grinzilor simplu armate se pot întâlni următoarele cazuri:

1. Cunoscând marca betonului și a oțelului, precum și lățimea secțiunii, se cere să se determine înălțimea secțiunii h și secțiunea de armătură F_a;
2. Cunoscând marca betonului și a oțelului, precum și dimensiunile secțiunii, se cere să se determine secțiunea de armătură F_a;
3. Cunoscând marca betonului și a oțelului, dimensiunile secțiunii precum și secțiunea de armătură, se cere să se determine momentul admisibil M sau coeficientul de siguranță k.

Să studiem aceste cazuri prin exemple numerice:

Exemplul 1. Se dă pentru o placă (cu lățimea de 1 m): $M = 650$ kgm; beton marca 110; oțel marca St 0, $k = 1{,}8$.

Să se găsească h și F_a.

Lățimea de calcul a plăcii $b = 1{,}0$ m; se admite un procent de armare $p = 0{,}65\%$ ($\mu = 0{,}0065$).

Din tabela 14 rezultă:

$$h_0 = r \sqrt{\frac{kM}{b}} = 0{,}258 \sqrt{1{,}8 \cdot 650} = 8{,}8 \text{ cm}.$$

Se alege grosimea totală a plăcii $h = 10$ cm;
atunci $h_0 = h - a = 10 - 1{,}0 - 0{,}4 = 8{,}6$ cm.

Pentru $h_0 = 8{,}6$ cm $r = \frac{8{,}6}{\sqrt{1{,}8 \cdot 650}} = 0{,}251$.

căruia îi corespunde $p = 0{,}69\%$ ($\mu = 0{,}0069$).

$F_a = \mu b h_0 = 0{,}0069 \cdot 100 \cdot 8{,}6 = 5{,}94$ cm².

Se poate folosi deasemenea, formula (45) : luând din tabela 14 valoarea $\lambda = 0{,}926$ (pentru $r = 0{,}258$) se găsește:

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 65\,000}{2\,500 \cdot 0{,}926 \cdot 8{,}6} = 5{,}88 \text{ cm}^2.$$

Din tabela 1, anexa IX, se alege 12 ∅ 8, ceace dă $F_a = 6{,}04$ cm².

Exemplul 2. Se dă pentru o placă: $M = 570$ kgm; $h = 10$ cm; beton marca 110; oțel marca St 0; $k = 1{,}8$.

Să se determine F_a.

Se calculează $h_0 = 10 - 1{,}4 = 8{,}6$ cm.

Din formula (42); $kM = Ab h_0^2$, se găsește:

$$A = \frac{kM}{b h_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 57\,000}{100 \cdot 8{,}6^2} = 13{,}90.$$

Din tabela 14 pentru beton marca 110, acestei valori îi corespunde $p = 0{,}6\%$.

$F_a = \mu b h_0 = 0{,}006 \cdot 100 \cdot 8{,}6 = 5{,}16$ cm².

Cu aproximație, fără să se facă uz de tabelă, se obține cu ajutorul formulei (47):

$$F_a = \frac{kM}{0{,}9 \sigma_c h_0} = \frac{1{,}8 \cdot 57\,000}{0{,}9 \cdot 2\,500 \cdot 8{,}6} = 5{,}30 \text{ cm}^2.$$

ceeace diferă (în sensul măririi coeficientului de siguranță) de secțiunea de armătură obținută mai sus, cu mai puțin decât 3%.

Exemplul 3. Se dă pentru o grindă:

$M = 7{,}5$ tm; $h = 50$ cm; $b = 25$ cm;
armătura — 3 ∅ 20 + 2 ∅ 18; $F_a = 14{,}51$ cm²; beton marca 110; oțel marca St 0.

Să se găsească k.

Se ia $a = 3{,}5$ cm și se găsește $h_0 = 46{,}5$ cm.

Se calculează:

$$p = \frac{F_a}{b h_0} \cdot 100 = \frac{14{,}51 \cdot 100}{25 \cdot 46{,}5} = 1{,}25\%.$$

Din tabela 14, interpolând, se găsește $A = 26{,}80$ și se calculează:

$M_r = Ab h_0^2 = 26{,}80 \cdot 25 \cdot 46{,}5^2 = 1\,451\,000$ kgcm $= 14{,}51$ tm

$$k = \frac{Mr}{M} = \frac{14{,}51}{7{,}5} \approx 1{,}9 > 1{,}8.$$

Exemplul 4. Se dă pentru o grindă: $M = 12$ tm; beton marca 250; oțel marca St 3 (calibrat, în carcase sudate); $\sigma_c = 3\,000$ kg/cm².

Să se găsească h și F_a.

Se ia $k = 1{,}8$, lățimea grinzii $b = 25$ cm și coeficientul de armare

$$\mu = 0{,}012 \quad (p = 1.2\%).$$

Se calculează:

$$\alpha = \mu \frac{\sigma_c}{R_i} = 0{,}012 \quad \frac{3\,000}{220} = 0{,}164.$$

Folosind tabela 16, avem:

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{kM}{bR_i}} = 2{,}58 \sqrt{\frac{1{,}8 \cdot 1\,200\,000}{25 \cdot 220}} = 5{,}2 \text{ cm};$$

$$h = 51{,}2 + 3{,}8 = 55 \text{ cm};$$

$F_a = \mu\, bh_0 = 0{,}012 \cdot 25 \cdot 51{,}2 = 15{,}36 \text{ cm}^2$.

Se ia 4 ∅ 22, ceeace dă:

$F_a = 15{,}20 \text{ cm}^2$.

Exemplul 5. Folosind datele din exemplul 4, b=25 cm, h = 55 cm şi $F_a = 15{,}71 \text{ cm}^2$. se cere să se determine k

Se calculează:

$$\alpha = \frac{F_a \sigma_c}{bh_0 R_i} = \frac{15{,}71 \cdot 3\,000}{25 \cdot 51{,}2 \cdot 220} = 0{,}167.$$

Din tabela 16 se găseşte $A_0 = 0{,}153$ şi se calculează:

$$k = \frac{Mr}{M} = \frac{A_0 bh_0^2 R_i}{M} = \frac{0{,}153 \cdot 25 \cdot 51{,}2^2 \cdot 220}{1\,200\,000} = 1{,}84$$

B. ELEMENTELE DUBLU ARMATE

Armarea dublă îşi găseşte întrebuinţare în cazul unei înălţimi limitate a secţiunii, precum şi atunci când trebue luată în considerare apariţia alternativă de momente pozitive şi negative. In grinzi, armătura comprimată se fixează totdeauna prin etrieri închişi. Pentru armătura comprimată barele mai groase sunt mai indicate decât cele subţiri.

5. Formulele fundamentale de calcul

Formulele de calcul deduse mai sus, (27) şi (28), iau, pentru secţiunea dreptunghiulară (fig. 76) următoarea formă:

$$kM = kM_1 + kM' = R_i b\, x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + F_a' \sigma_c (h_0 - a') \qquad (52)$$

$$(F_a - F_a')\ \sigma_c = R_i b\, x. \qquad (53)$$

Din formula (53) avem:

$$\frac{x}{h_0} = \alpha = \frac{(F_a - F'_a)\,\sigma_c}{R_i bh_0} = (\mu - \mu')\frac{\sigma_c}{R_i} \qquad (54)$$

$$x = \frac{\sigma_c}{R_i} (\mu - \mu') h_0 \qquad (55)$$

Totodată, secțiunea dublu armată trebue să satisfacă cele trei condiții

$$x \leq 0{,}5h_0 \text{ sau } \mu - \mu' \leq 0{,}5 \frac{R_i}{\sigma_c} \tag{56}$$

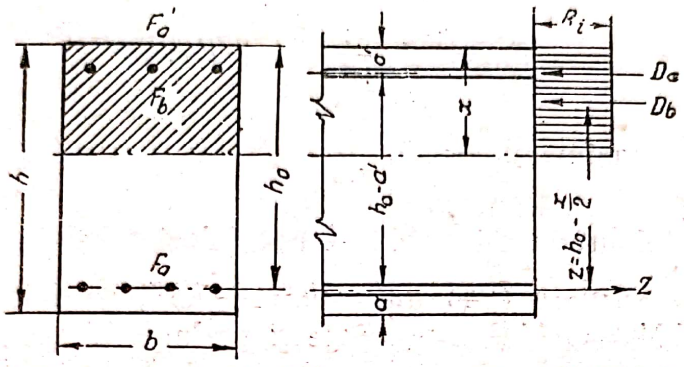


Fig. 76.

$$x \geq 2a' \text{ sau } z \leq h_0 - a' \tag{57}$$

$$kM \leq 0{,}5\, R_i\, b\, h_0^2. \tag{58}$$

Ultima condiție poate să fie reprezentată astfel:

$$\frac{kM}{bh_0^2} = A \leq 0{,}5\, R_i \tag{39'}$$

ceeace dă o valoare mult mai mare decât valoarea limită a lui $A = 0{,}375\, R_i$ pentru secțiuni simplu armate.

Prin urmare, pentru $A > 0{,}375\, R_i$ este necesară o armătură comprimată, iar pentru $A \geq 0{,}5\, R_i$, dimensiunile secțiunii nu sunt suficiente pentru mărcile de beton date, ele trebuind să fie mărite.

6. Calculul secțiunilor

La calculul secțiunilor dublu armate se pot întâlni două categorii de probleme:

1. Se cunosc dimensiunile secțiunii și se cere să se găsească F_a și F_a'.
2. Se cunoaște secțiunea armăturii comprimate F_a' și se cere să se determine armătura întinsă F_a.

In primul caz, trebue să se aleagă astfel armătura, încât secțiunea ei totală $(F_a + F_a')$ să fie minimă.

Secțiunea minimă de armătură $(F_a + F_a')$ se obține în cazul valorii maxime a lui $\frac{x}{h_0} = 0{,}5$, adică atunci când se folosește complect zona comprimată a betonului.

In această ipoteză din formula (52) se obține:

$$F_a' = \frac{kM - R_i b \cdot 0{,}5\, h_0 (h_0 - 0{,}25\, h_0)}{\sigma_c (h_0 - a')} = \frac{kM - 0{,}375 R_i b h_0^2}{\sigma_c (h_0 - a')} \tag{59}$$

iar din formula (53),

$$F_a = 0{,}5\, \frac{R_i}{\sigma_c} b\, h_0 + F_a', \tag{60}$$

pentru valoarea maximă $\mu_1 = 0{,}5\, \frac{R_i}{\sigma_c}$

Pentru calculul armăturii duble se pot folosi tabelele 14—16.

Pornind dela formula (24) $kM = kM_1 + kM'$, se determină întâi momentul maxim $kM_1 = Abh_0^2$ care poate fi preluat de secțiunea simplu armată și secțiunea corespunzătoare de armătură $F_{a1} = \mu_1 bh_0$.

Din diferența dintre momentele $kM' = kM - kM_1$, se găsește secțiunea armăturii comprimate F_a' și partea de armătură întinsă F_{a2}, egală cu aceasta, din formula:

$$F_a' = F_{a2} = \frac{kM'}{\sigma_c (h_0 - a')}. \tag{61}$$

Secțiunea totală a armăturii întinse este:

$$F_a = F_{a1} + F_{a2}. \tag{62}$$

Dacă suprafața secțiunii armăturii comprimate F_a' este cunoscută, se determină întâi valoarea momentului preluat de armătura comprimată și de partea de armătură întinsă de aceeași secțiune cu ajutorul formulei:

$$kM' = F_a' \sigma_c (h_0 - a'), \tag{63}$$

iar cu partea rămasă a momentului,

$$kM_1 = kM - kM' = A\, b\, h_0^2$$

se determină secțiunea armăturii F_{a1}, ca pentru un element încovoiat simplu armat.

Secțiunea totală a armăturii întinse se determină cu formula:

$$F_a = F_{a1} + F_a'. \tag{64}$$

Dacă, în acest caz, se va constata că $x \leq 2a'$, secțiunea totală a armăturii întinse trebue să fie determinată pentru $z = h_0 - a'$, cu ajutorul formulei:

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c (h_0 - a')}. \tag{65}$$

Scanned with OKEN Scanner

7. Verificarea rezistenței elementului

Când se cunosc dimensiunile secțiunii elementului, coeficientul general de siguranță se determină prin raportul:

$$k = \frac{M_r}{M} = \frac{R_i b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + F'_a \sigma_c (h_0 - a')}{M} \qquad (66)$$

în care

$$x = (\mu - \mu') \frac{\sigma_c}{R_i} h_0$$

și totodată

$$0{,}5\, h_0 > x > 2\, a'.$$

Pentru cazul când $x \leqslant 2\, a'$, valoarea de calcul $z = h_0 - a'$ și coeficientul de siguranță se determină cu ajutorul formulei:

$$k = \frac{F_a \sigma_c (h_0 - a)}{M}. \qquad (67)$$

Coeficientul de siguranță k poate fi determinat folosind tabelele 14 și 16.

Intâi se determină:

$$F_{a1} = F_a - F_a'\,; \mu_1 = \frac{F_{a1}}{b h_0} \text{ și } M_{r1} = A b h_0^2,$$

apoi .

$$M_r' = F_a' \cdot \sigma_c \quad (h_0 - a')$$

$$k = \frac{M_{r1} + M'_r}{M}$$

8. Exemple de calcul

La calculul secțiunilor dublu armate se pot întâlni următoarele cazuri:

1. Cunoscând dimensiunile secțiunii — lățimea și înălțimea — se cere să se determine secțiunea armăturii întinse și comprimate.

2. Cunoscând dimensiunile secțiunii elementului și secțiunea armăturii comprimate, se cere să se determine secțiunea armăturii întinse.

3. Cunoscând dimensiunile secțiunii elementului și secțiunea armăturii întinse și comprimate, se cere să se determine momentul admisibil sau coeficientul de siguranță k.

Exemplul 6. Se dau: $M = 16{,}0$ tm, $h = 45$ cm, $b = 30$ cm, beton marca 140; oțel marca St, 0.

Să se găsească F_a și F_a'.

Se ia: $h_0 = 39{,}5$ cm; $a' = 4$ cm; $k = 1{,}8$.
Se calculează:

$$A = \frac{kM}{bh_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 1\,600\,000}{30 \cdot 39{,}5^2} = 61{,}53$$

care este mai mare decât $A_{max} = 50{,}63$ (din tabela 14). Prin urmare, este necesară o armare dublă.

Din tabela 14, în cazul armării la limită ($A_{max} = 50{,}63$):
$kM_1 = A_{max} bh_0^2 = 50{,}63 \cdot 30 \cdot 39{,}5^2 = 2\,370\,000 = 23{,}70$ tm.

Armătura comprimată și cea întinsă suplimentar trebue să preia momentul:

$$kM' = 16 \cdot 1{,}8 - 23{,}7 = 5{,}10 \text{ tm},$$

$$F_a' = F_{a2} = \frac{kM'}{\sigma_c (h_0 - a')} = \frac{510\,000}{2\,500\ (39{,}5 - 4)} = 5{,}75 \text{ cm}^2$$

$$F_a = \mu bh_0 + F_{a2} = 0{,}027 \cdot 30 \cdot 39{,}5 + 5{,}75 = 37{,}75 \text{ cm}^2.$$

Se ia pentru armătura întinsă 10 ∅ 22 ($F_a' = 38{,}00$ cm²) și pentru cea comprimată 2 ∅ 20 $F'_a = 6{,}28$ cm²).

Exemplul 7. Cu datele din exemplul 6 și $F'_a = 6{,}28$ cm², să se găsească F_a.

$$kM' = F_a' \sigma_c \ (h_0 - a') = 6{,}28 \cdot 2\,500\ (39{,}5 - 4) = 557\,000 \text{ kgcm} = 5{,}57 \text{ tm}$$

$$kM_1 = 16 \cdot 1{,}8 - 5{,}57 = 23{,}23 \text{ tm};$$

$$kM_1 = Abh_0^2 = A \cdot 30 \cdot 39{,}5^2 = 2\,323\,000 \text{ kgcm};$$

$$A = \frac{2\,323\,000}{30 \cdot 39{,}5^2} = 49{,}63$$

pentru care se găsește în tabela 14, $p = 2{,}62\%$ ($\mu = 0{,}0262$);

$$F_a = 0{,}0262 \cdot 30 \cdot 39{,}5 + 6{,}28 = 37{,}33 \text{ cm}^2;$$

Exemplul 8. Se dau: $M = 8{,}5$ tm; $h = 45$ cm; $b = 25$ cm; armătura întinsă—7 ∅20 ($F_a = 22{,}0$ cm²); armătura comprimată 2 ∅ 16, $F'_a = 4{,}02$ cm²); beton marca 110; oțel marca St 0.

Să se găsească k.
Se ia: $h_0 = 40$ cm; $a' = 3{,}5$ cm.
Din tabela 14 rezultă:
$F_{a1} = F_a - F_a' = 22{,}0 - 4{,}02 = 17{,}98$ cm²;

$$\mu_1 = \frac{17{,}98}{40 \cdot 25} = 0{,}018 \text{ și } A = 35{,}80$$

$$kM_1 = Abh_0^2 = 35{,}80 \cdot 25 \cdot 40^2 = 1\,430\,000 \text{ kgcm} = 14{,}30 \text{ tm};$$

$$kM' = F_a' \sigma_c \ (h_0 - a') = 4{,}02 \cdot 2\,500\ (40 - 3{,}5) = 367\,000 \text{ kgcm} = 3{,}67 \text{ tm};$$

$$kM = kM_1 + kM' = 14{,}30 + 3{,}67 = 17{,}97 \text{ tm};$$

$$k = \frac{M_1}{M} = \frac{17{,}97}{8{,}5} = 2{,}1.$$

Exemplul 9. Se dau $M = 23{,}0$ tm; $h = 45$ cm; $b = 25$ cm; beton marca 300; oțel marca St. Ot (profil periodic).

Scanned with OKEN Scanner

Se cere F_a și F'_a.

Se ia: $h_0 = 39$ cm; $a' = 3{,}5$ cm; $k = 1{,}8$; $R_i = 250$ kg/cm².

Din tabela 16, pentru valoarea limită a raportului $\frac{x}{h_0} = 0{,}5$ rezultă:

$$kM_1 = A_0 R_i b h_0^2 = 0{,}375 \cdot 250 \cdot 25 \cdot 39^2 = 3\,564\,000 \text{ kgcm} = 35{,}64 \text{ tm};$$

$$kM' = 23{,}0 \cdot 1{,}8 - 35{,}64 = 5{,}67 \text{ tm};$$

$$F_a = \frac{kM'}{\sigma_c (h_0 - a')} = \frac{576\,000}{3\,500\ (39 - 3{,}5)} = = 4{,}64 \text{ cm}^2$$

Pentru $\frac{x}{h_0} = 0{,}5$ se găsește în tabela 16, $\gamma_0 = 0{,}750$.

În acest caz:

$$F_a = \frac{kM_1}{\sigma_c z} + F_a' = \frac{3\,564\,000}{3\,500 \cdot 39 \cdot 0{,}750} + 4{,}64 = 39{,}44 \text{ cm}^2$$

Verificarea celor trei condiții:

$$1)\ x = \frac{(F_a - F_a')\,\sigma_c}{R_i b} = \frac{(39{,}44 - 4{,}64)\ 3\,500}{250 \cdot 25} = 19{,}5 \text{ cm},$$

în acest caz,

$$x = 19{,}5 = 0{,}5\ h_0 = 0{,}5 \cdot 39;$$

2) $x \geqslant 2a'$; $19{,}5 > 2 \cdot 3{,}5$;

3) $kM \leqslant 0{,}5 R_i b h_0^2$; $\quad 0{,}5 \cdot 250 \cdot 25 \cdot 39{,}0^2 = 4\,750\,000$ kgcm $= 47{,}5$ tm;

$$kM = 23{,}0 \cdot 1{,}8 = 41{,}4 < 47{,}5 \text{ tm}.$$

Astfel, toate cele trei condiții sunt satisfăcute.

Se ia pentru armătura întinsă 4 ∅ 26 + 4 ∅25 ($F_a = 39{,}44$ cm²) iar pentru cea comprimată 2 ∅ 18 ($F_a' = 5{,}14$ cm²).

§ 13. CALCULUL LA REZISTENȚĂ AL ELEMENTELOR CU SECȚIUNE T (la stadiul de rupere)

1. Noțiuni introductive. Principiul constructiv al plăcilor cu nervuri

Grinzile cu secțiune T pot fi întâlnite și ca grinzi independente, dar mai adesea intră în componența planșeelor cu nervuri.

Principiul constructiv al plăcilor cu nervuri se rezumă la următoarele:

Dacă într'o placă, partea de beton care se găsește în zona întinsă și care servește, în primul rând, la legătura dintre armătura întinsă și zona comprimată a betonului va fi îndepărtată lăsând numai betonul care se găsește deasupra barelor așezate în grupuri, se obține în acest caz o placă cu nervuri (fig. 77).

Un astfel de element de construcție lucrează în același mod cu placa sau cu grinda, având secțiune dreptunghiulară, lățimea plăcii cu nervuri fiind B și înălțimea totală, h.

Pe lângă economia realizată la costul betonului, placa cu nervuri are o greutate proprie mai redusă decât o placă cu secțiunea dreptunghiulară și, prin urmare, în cazul unei încărcări utile egale, este solicitată de un moment încovoietor mai mic. In același timp, însă, părțile subțiri ale plăcii cu nervuri în intervalele dintre nervuri, primesc săgeți sub încărcare și trebue să fie prevăzute cu o armătură perpendiculară pe nervuri.

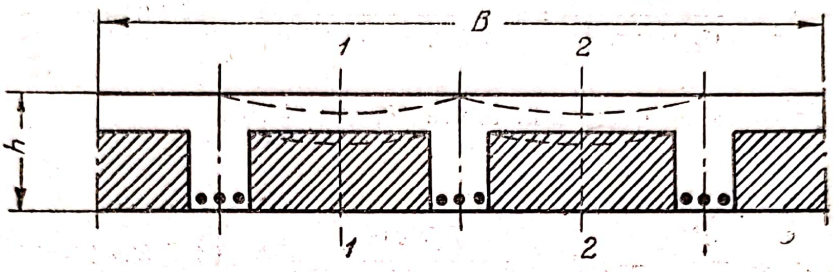


Fig. 77. Schema de alcătuire a plăcii cu nervuri

Placa cu nervuri obținută se împarte prin secțiunile 1—1, 2—2 (fig. 77) în grinzi cu secțiuni T.

In urma îndepărtării unei mase importante de beton, păstrându-se cantitatea totală de armătură, aceasta din urmă, după cum s'a amintit mai sus, trebue să fie grupată în nervuri, în care barele se așează mult mai des decât în placa întreagă.

Eforturile unitare de forfecare și eforturile unitare principale de întindere care depind de ele și care se repartizează în placă pe o suprafață destul de mare au din această cauză, o valoare destul de redusă; în placa cu nervuri, ele au o valoare mai mare, deoarece acestea trebue să fie preluate de o secțiune de beton mult mai mică. Intărirea nervurilor (grinzilor) cu o armătură sub formă de bare ridicate și etrieri care preiau eforturile principale de întindere constitue trăsătura caracteristică a plăcilor cu nervuri.

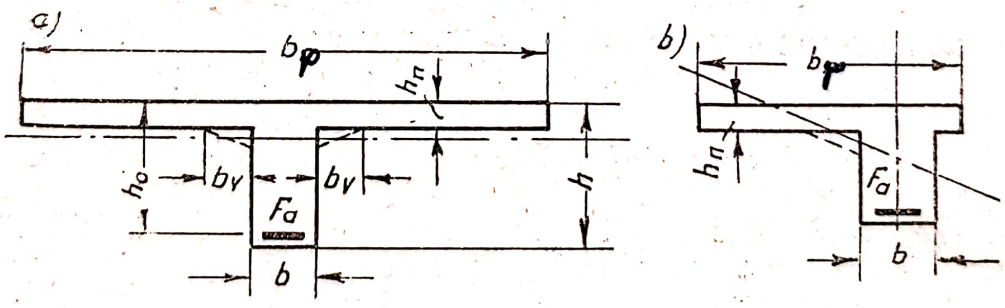


Fig. 78. Secțiuni de grinzi T:
a — simetrică; b — nesimetrică

Inainte de a trece la formulele de calcul pentru grinzile cu secțiune în T, se arată datele experimentale și prescripțiile din N și TU care trebue luate în considerare la calculul unor astfel de grinzi.

Problema cea mai importantă în ce privește participarea plăcii la preluarea eforturilor de compresiune din încovoierea grinzii cu secțiunea T, a fost precizată printr'o serie de experiențe vechi făcute atât pentru secțiunea

simetrică (fig. 78, *a*), cât și pentru secțiunea nesimetrică (fig. 78, *b*). Aceste experiențe au dovedit că lățimea porțiunii de placă, care lucrează împreună cu zona comprimată, este limitată înainte de toate, de eforturile unitare mari de forfecare din planurile vertical și orizontal de racordare a acesteia cu nervura, eforturi care iau naștere în cazul unei lățimi mari a plăcii. Această lățime depinde deasemenea de grosime și de armarea plăcii, de existența vutelor și de lățimea nervurii. Pentru o secțiune nesimetrică (grinzile marginale) nu se obținea o repartizare uniformă a eforturilor, iar cedarea betonului din zona comprimată se producea în partea secțiunii unde nu exista placă, fiind de remarcat că în acest caz axa neutră lua o poziție înclinată.

Potrivit rezultatelar experiențelor, lățimea de calcul a plăcii în secțiunea grinzii T se limitează, normele din diferitele țări nedeosebindu-se în genere în mod esențial în această privință. Grinzile marginale cu placă nesimetrică se calculează deobicei folosind aceeași formulă ca și la secțiunea simetrică T. In acest caz, se presupune că încovoierea se produce numai în plan vertical.

In cazurile obișnuite, aceasta este valabil deoarece există o legătură rigidă între placă și nervuri în sens transversal. Dacă secțiunea este nesimetrică, se prevăd deasemenea pentru înălțimea de calcul anumite limite.

Potrivit prescripțiilor N și TU — 3 — 49, lățimea de calcul b_p a plăcii secțiunii T nu trebue să depășească (fig. 78):

a) pentru grinzi independente: $^1/_3$ din deschiderea l a grinzii sau $12\,h_p + b$;

b) pentru grinzi secundare ale planșeelor cu nervuri: distanța dintre axele lor, iar pentru cele principale: $^1/_2$ din deschiderea l_p a grinzii, adică $\frac{l_p}{4}$ de fiecare parte a nervurii.

Secțiunea armăturii întinse, calculată în procente față de secțiunea nervurii grinzii cu profil T, nu trebue să fie mai mică decât cea indicată în tabela 12.

2. Formule fundamentale de calcul

Calculul secțiunii T se face în mod diferit, în funcție, mai ales, de raportul dintre grosimea plăcii și înălțimea grinzii. In realitate secțiunile T se calculează în majoritatea cazurilor (în stadiul de rupere) folosind formulele secțiunii dreptunghiulare, ceeace este admisibil, dată fiind influența neînsemnată a variației dimensiunilor zonei comprimate asupra coeficientului de siguranță general.

Se deosebesc următoarele trei cazuri:

1. Raportul $\frac{h_p}{h} < 0{,}10$ (fig. 79).

In acest caz, neglijând compresiunea în talpa subțire, în calcul se ia lățimea nervurii b și calculul se face ca și pentru o secțiune dreptunghiulară cu dimensiunile $b \times h$, cu formula:

$$kM = R_i\, bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = F_a \cdot \sigma_c \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \qquad (68)$$

în care:

$$\frac{x}{h_0} = \frac{F_a\, \sigma_c}{b h_0 R_i} = \mu \frac{\sigma_c}{R_i}$$

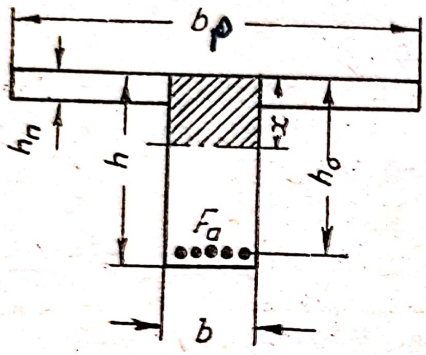


Fig. 79.

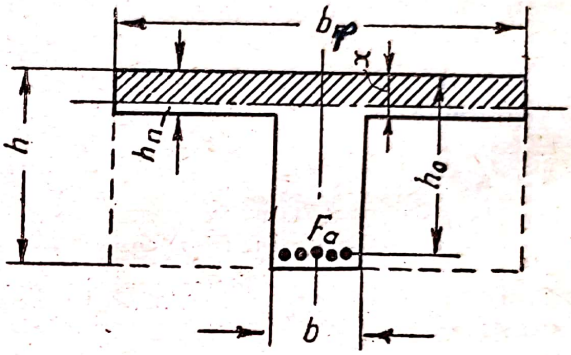


Fig. 80.

2. Raportul $\frac{h_p}{h} > 1{,}0$ (fig. 80) și afară de aceasta secțiunea limită a armăturii $F_a \leq \frac{R_i}{\sigma_c} b_p h_p$, ceeace reprezintă o garanție împotriva ruperii premature a zonei comprimate. Această condiție ($b_p h_p R_i \geq F_a\, \sigma_c$) este un indiciu că axa neutră se găsește în limitele plăcii.

In acest caz, cel mai des întâlnit în practică, obișnuit pentru planșeul cu nervuri, secțiunile T se calculează ca și cele dreptunghiulare, însă ca lățime de calcul se ia lățimea tălpii b_p, care se determină în conformitate cu prescripțiile din N și TU.

Formula de calcul fundamentală pentru acest caz este

$$kM = R_i b_p x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right), \qquad (69)$$

$$\frac{x}{h_0} = \frac{F_a \sigma_c}{b_p h_0 R_i} = \mu_p \frac{\sigma_c}{R_i} \qquad (70)$$

Secțiunea armăturii, raportată la secțiunea nervurii, (μ), trebue să satisfacă minimul stabilit, însă în raport cu secțiunea de calcul a grinzii cu lățimea b_p, coeficientul de armare μ_p va fi cu mult mai mic decât acest minim. In conformitate cu aceasta se dau în tabelele 14—16 procentele de armare, care sunt mult mai mici decât cele limită (pentru secțiunea dreptunghiulară), și anume începând cu 0,04%. Momentul maxim de rupere la

care începe să curgă armătura în cazul unui procent de armare mic, înainte ca efortul unitar din beton să fie atins R_i, se ia pentru brațul maxim al cuplului interior $\left(z = h - \frac{x}{2}\right)$, corespunzător procentului minim de armare al secțiunii nervurii pentru fiecare marcă de beton. Aceeași valoare z se ia și pentru procente de armare mai mici decât valoarea limită.

Deaceea, în tabelele 14—16, coeficientul γ, care intră în formula (46) $z = \gamma h_0$, este luat la fiecare marcă de beton același pentru toate procentele de armare mai mici decât cel limită.

In cazul plăcilor subțiri, atunci când $0{,}1 \leqq \frac{h_p}{h} \leqq 0{,}2$ calculul secțiunilor se face cu formula mai simplă:

$$kM = F_a \sigma_c \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \tag{71}$$

care presupune o comprimare uniformă pe toată secțiunea plăcii și brațul cuplului interior egal $z = h_0 - \frac{h_p}{2}$.

3. Raportul $\frac{h_p}{h} > 0{,}10$; însă secțiunea limită a armăturii $F_a > \frac{R_i}{\sigma_c} b_p h_p$, adică efortul preluat de placa grinzii este mai mic decât efortul care poate fi preluat de armătură ($b_p h_p R_i < F_a \sigma_c$) și axa neutră trece mai jos de placă.

Acest caz se întâlnește mult mai rar decât celelalte două descrise mai sus. Din această categorie fac parte grinzile cu lățimea mică a plăcii, de cele mai deseori grinzile cu secțiune T independente, cum sunt grinzile de rulare, grinzile principale prefabricate etc. Deoarece, în acest caz, axa neutră trece mult mai jos de marginea plăcii, la calcul este necesar să se țină seamă și de compresiunea betonului din nervură.

Momentul de rupere preluat de secțiune este considerat un moment format din două componente (fig. 81):

$$kM = kM_1 + kM_{cp},$$

în care kM_1 este momentul preluat de secțiunea dreptunghiulară a nervurii cu suprafața armăturii F_{a1};

kM_{cp} — momentul preluat de consolele plăcii și de partea corespunzătoare a armăturii întinse F_{a2}.

Partea din momentul de rupere preluată de zona comprimată a nervurii și de partea corespunzătoare a armăturii F_{a1} se determină cu ajutorul formulei pentru secțiunea dreptunghiulară simplu armată:

$$kM_1 = D_1 z_1 = R_i b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = A b h_0^2, \tag{72}$$

în care

$$x = \mu_1 \frac{\sigma_c}{R_i} h_0. \tag{73}$$

Cealaltă parte a momentului de rupere preluată de consolele plăcii și de partea corespunzătoare a armăturii F_{a2} se determină din formula:

$$kM_{cp} = D_2 z_2 = R_i h_p (b_p - b)\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right) = F_{a2}\sigma_c \left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right), \quad (74)$$

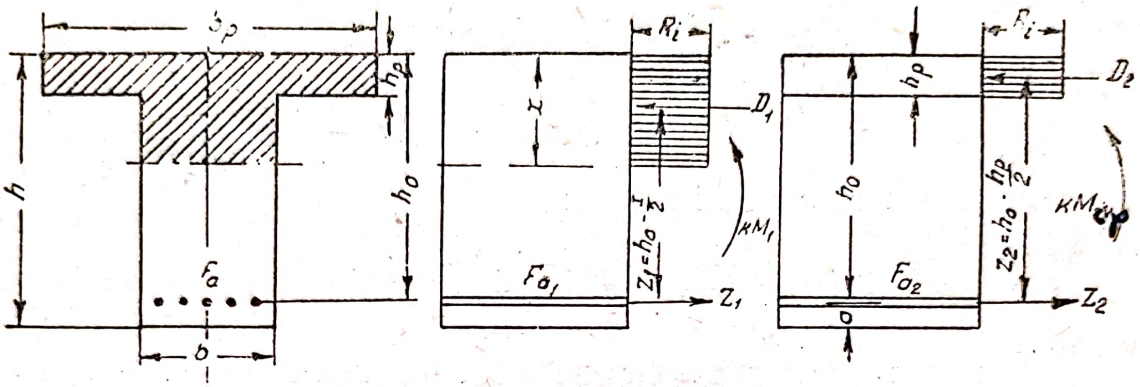


Fig. 81.

Momentul total de rupere considerat în calcul este:

$$kM = kM + kM_{cp} = R_i bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_i h_p (b_p - b)\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right). \quad (75)$$

Poziția axei neutre se găsește din condiția de echilibru a sumei proiecțiilor forțelor pe axa elementului:

$$F_a\sigma_c = R_i[bx + (b_p - b)\ h_p]$$

de unde

$$x = \frac{F_a\sigma_c - (b_p - b)\ h_p R_i}{bR_i} \quad (76)$$

Înălțimea zonei comprimate a secțiunilor T trebue să satisfacă condiția $S_p \leq 0{,}75\ S_0$.

La calculul grinzilor secundare și al grinzilor principale care fac parte dintr'un planșeu cu nervuri monolitic, nu se ia în considerare compresiunea din nervură.

3. Calculul secțiunilor

La calculul secțiunii T se pot ivi două probleme de bază: a) cunoscând dimensiunile secțiunii, se cere să se determine secțiunea necesară de armătură; b) se cere să se determine atât dimensiunile secțiunii, cât și armătura necesară.

La rezolvarea primei probleme, cantitatea de armătură întinsă se determină după caz, în felul următor:

a) pentru $\frac{h_p}{h} < 0{,}10$ se găsește din formula $kM = Abh_0^2$, $A = \frac{kM}{bh_0^2}$;

apoi, din tabelele 14—16 se găsește coeficientul de armare și se determină secțiunea armăturii

$$F_a = \mu\, b h_0; \tag{77}$$

b) pentru $\frac{h_p}{h} > 0{,}10$ și $F_a \leq \frac{R_i}{\sigma_c} b_p h_p$ se procedează ca și în cazul anterior, considerând secțiunea dreptunghiulară, însă cu lățimea b_p, adică cu ajutorul formulelor:

$$A = \frac{kM}{b_p h_0^2} \text{ și } F_a = \mu_p b_p h_0 \tag{78}$$

Pentru acest caz, care este mai frecvent se poate aplica pentru $0{,}1\, h \leq h_p \leq 0{,}2\, h$ formula aproximativă:

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right)} \tag{79}$$

din care secțiunea armăturii se obține cu o oarecare acoperire; aici brațul cuplului interior $z = h_0 - \frac{h_p}{2}$ este ceva mai mic decât pentru secțiunea dreptunghiulară cu lățimea b_p;

c) pentru $\frac{h_p}{h} > 0{,}10$ și $F_a > \frac{R_i}{\sigma_c} b_p h_p$ secțiunea necesară a armăturii se determină din formula:

$$F_a = F_{a1} + F_{a2},$$

și anume se determină mai întâi F_{a2} pentru partea din momentul de rupere:

$$kM_{cp} = R_i h_p (b_p - b) \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) = F_{a2} \sigma_c \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right)$$

$$F_{a2} = \frac{kM_{cp}}{\sigma_c \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right)} \tag{80}$$

Apoi, cu momentul

$$kM_1 = kM - kM_{cp} = A b h_0^2$$

se calculează:

$$A = \frac{kM_1}{b h_0^2}.$$

Se găsește μ_1 respectiv și

$$F_{a1} = \mu_1 bh_0. \tag{81}$$

Totodată, trebue să fie satisfăcută condiția:

$$\mu \leq \frac{R_i}{2\sigma_c}.$$

Dacă ultima condiție nu este satisfăcută, adică momentul kM_1 este mai mare decât momentul care poate fi preluat de secțiunea dreptunghiulară simplu armată, restul momentului poate fi transmis unei armături comprimate și unei armături întinse suplimentare cu aceeași secțiune.

Pentru rezolvarea problemei privind necesitatea de a ține seamă de compresiunea din nervura grinzii T, se recomandă să se stabilească mai înainte secțiunea armăturii F_a cu ajutorul formulei (79).

La rezolvarea celei de a doua probleme de calcul a secțiunii grinzii T se cunosc deobicei h_p și b_p; deaceea, pentru determinarea înălțimii nervurii h trebue să se cunoască lățimea nervurii b și coeficientul de armare μ (sau μ_p).

In legătură cu alegerea coeficientului de armare, s'a observat pe baza unor serii de cercetări, că procentul economic de armare al grinzilor T la planșee cu nervuri oscilează între limite destul de mari: dela 0,9 până la 1,8%[1] — în raport cu secțiunea nervurii.

Coeficientul de armare, raportat la secțiunea de calcul a plăcii b_p se poate obține din formula:

$$\mu_p = \mu \frac{b}{b_p}. \tag{82}$$

După aceea, în funcție de raportul $\frac{h_p}{h}$ și de coeficientul de armare μ ales, se determină h, pornind dela formula pentru secțiunea dreptunghiulară:

$$h_0 = r\sqrt{\frac{kM}{b}}.$$

Înălțimea totală a secțiunii se rotunjește în raport cu gradațiile date mai sus pentru grinzile cu secțiune dreptunghiulară.

Înălțimea utilă a secțiunii se determină deobicei cu formule practice, la baza cărora se găsește procentul economic de armare indicat. Se menționează următoarele formule:

Formula profesorului V. A. Bușcov;[1])

$$h_0 = 66\sqrt{\frac{k\,M}{b\,p_p}} \tag{83}$$

[1] V. A. Bușcov: Elemente de construcție din beton armat, Partea a II-a, Stroiizdat, 1941, p. 96.

în care p_p este procentul optim de armare, raportat la nervura grinzilor;
M — momentul în tm;
b — lățimea în cm.

Formula lui C.E. Tal[1]) candidat în științe tehnice:

$$h_0 = r_{ec} \sqrt[3]{kM} \tag{84}$$

în care r_{ec} depinde de coeficientul de armare, de raportul dintre dimensiunile nervurii și de coeficientul γ pentru determinarea brațului cuplului interior și se ia între 16 și 24.

In formula (84) M este momentul de calcul, în tm.

După găsirea lui h_0 secțiunea armăturii se determină, după cum s'a arătat mai sus, în funcție de calculul respectiv.

4. Verificarea rezistenței elementului

Coeficientul de siguranță general al grinzii cu secțiune T se determină prin raportul

$$k = \frac{M_r}{M}$$

în care M_r este momentul de rupere care se găsește cu formula respectivă, în funcție de calculul la care se referă secțiunea studiată, adică din formulele (68), (69), (71) și (75).

5. Exemple de calcul

Exemplul 10. Să se dimensioneze o secțiune T pentru următoarele date: $M = 7{,}5$ tm; $h_p = 8$ cm; $b_p = 225$ cm; $b = 22$ cm; $k = 1{,}8$; beton marca 110; oțel marca St. 0.

Pentru determinarea înălțimii secțiunii se ia $p = 1{,}5\%$ ($\mu = 0{,}015$); în acest caz avem;

$$\mu_p = \mu \frac{b}{b_p} = 0{,}015 \quad \frac{22}{225} = 0{,}00\,147.$$

In tabela 14, valorii $p = 0{,}147\%$ îi corespunde $r = 0{,}527$.

$$h_0 = r \sqrt{\frac{kM}{h_p}} = 0{,}527 \sqrt{\frac{1{,}8 \cdot 750\,000}{225}} = 40{,}8 \text{ cm}.$$

Din formula (83):

$$h_0 = 66 \sqrt{\frac{1{,}8 \cdot 7{,}5}{22 \cdot 1{,}5}} = 42{,}0 \text{ cm}.$$

Se ia: $h_0 = 45$ cm și $h = 45 + 5 = 50$ cm.

[1] C. E. Tal și M. G. Costiucovschi: Calculul și proiectarea elementelor de construcții din beton armat, Gosstroiizdat, 1941, p. 107.

Apoi, din formula $kM = Ab_p h_0^2$ se calculează:

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 750\,000}{225 \cdot 45^2} = 2{,}96$$

Acestei valori îi corespunde în tabela 14, $p = 0{,}12\%$; în acest caz se capătă $F_a = 0{,}0012 \cdot 225 \cdot 45 = 12{,}15$ cm².

Se ia: $5 \varnothing 18$ ($F_a = 12{,}71$ cm²)

Exemplul 11. Să se calculeze secțiunea armăturii la o grindă de rulare pentru următoarele date: $M = 37$ tm; $h = 80$ cm; $b = 30$ cm; $b_p = 65$ cm; $h_p = 10$ cm; beton marca 140; oțel marca St 0, $k = 1{,}8$

Se ia: $h_0 = 74$ cm; $R_i = 135$ kg/cm².

Din formula aproximativă (79) rezultă:

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right)} = \frac{1{,}8 \cdot 3\,700\,000}{2\,500\left(74 - \frac{10}{2}\right)} = 38{,}61 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_p h_p R_i}{\sigma_c} = \frac{65 \cdot 10 \cdot 135}{2\,500} = 35{,}10 \text{ cm}^2 < F_a = 38{,}61 \text{ cm}^2;$$

$$\frac{h_p}{h_0} = \frac{10}{74} = 0{,}135 > 0{,}1,$$

adică ne găsim în cazul 3, când este necesar să se țină seamă de compresiunea din nervură.

Momentul preluat de consolele plăcii, potrivit formulei (74) este:

$$kM_{cp} = R_i h_p (b_p - b)\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right) = 135 \cdot 10\ (65 - 30)\left(74 - \frac{10}{2}\right) = 3\,260\,000 \text{ kgcm};$$

$$F_{a^2} = \frac{kM_{cp}}{\sigma_c\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right)} = \frac{3\,260\,000}{2\,500\left(74 - \frac{10}{2}\right)} = 18{,}89 \text{ cm}^2.$$

Momentul preluat de secțiunea dreptunghiulară a nervurii este:

$$kM_1 = kM - kM_{cp} = 37 \cdot 1{,}8 - 32{,}60 = 34{,}00 \text{ tm}.$$

Din formula $kM_1 = Abh_0^2$ avem:

$$A = \frac{kM_1}{bh_0^2} = \frac{3\,400\,000}{30 \cdot 74^2} = 20{,}69.$$

In tabela 14 se găsește pentru această valoare $p = 0{,}903\%$.

$F_{a1} = 0{,}00903 \cdot 30 \cdot 74 = 20{,}05$ cm²;

$F_a = 18{,}89 + 20{,}05 = 38{,}94$ cm².

Se ia: $7 \varnothing 24 + 2 \varnothing 22$ ($F_a = 39{,}20$ cm²).

Scanned with OKEN Scanner

§ 14. CALCULUL REZISTENȚII ELEMENTELOR SUPUSE LA ÎNCOVOIERE CONFORM PROIECTULUI DE „CODEX AL DISPOZIȚIILOR OFICIALE"

S'a arătat mai sus că determinarea capacității portante la starea limită nu se deosebește din punctul de vedere al tehnicei calculului de calculul la stadiul de rupere. Formulele de calcul se deduc deasemenea din condiția de echilibru și deaceea ele pot fi obținute ușor din formulele § 11—13, înlocuind în acestea, în partea stângă: kM cu M, iar în partea dreaptă: σ_c și R_i cu $\overline{R_a}$ și $\overline{R_i}$. Deasemenea se introduce coeficientul condițiilor de lucru m, iar uneori (vezi p. 90) și coeficientul condițiilor de lucru al armăturii, m_a.

1. Elemente cu o secțiune simetrică oarecare

a) *Simplu armate*

$$M \leq m \overline{R_i} S_b; \tag{85}$$

în acest caz, poziția axei neutre se determină din formula:

$$m_a \overline{R_a} F_a = \overline{R_i} F_b. \tag{86}$$

Secțiunea zonei comprimate a betonului trebue să satisfacă condiția:

$$S_b \leq 0{,}75\ S_0 \tag{87}$$

b) *Dublu armate*

$$M \leq m\,[\overline{R_i} S_b + m_a \overline{R_a} F_a'\ (h_0 - a')]. \tag{88}$$

In acest caz, poziția axei neutre se determină din formula:

$$m_a \overline{R_a} (F_a - F_a') = \overline{R_i} F_b. \tag{89}$$

Secțiunea zonei comprimate a betonului trebue să satisfacă condițiile:

$$\left.\begin{aligned} S_b &\leq 0{,}75\ S_0 \\ z &\leq h_0 - a' \end{aligned}\right\} \tag{90}$$

2. Elemente cu secțiunea dreptunghiulară

a) *Simplu armate*

$$M \leq m\overline{R_i}\ bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right); \tag{91}$$

In acest caz, poziția axei neutre se determină cu ajutorul formulei:

$$m_a \overline{R_a} F_a = \overline{R_i}\, bx. \tag{92}$$

Inălțimea zonei comprimate trebue să satisfacă condiția $x \leq 0{,}5\ h_0$.

Scanned with OKEN Scanner

b) *Dublu armate*

$$M \leq m \left[\overline{R}_i bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + m_a \overline{R}_a F'_a \ (h_0 - a') \right]; \tag{93}$$

In acest caz, poziția axei neutre se determină din formula:

$$m_a \overline{R}_a \ (F_a - F'_a) = \overline{R}_i bx. \tag{94}$$

Secțiunea zonei comprimate a betonului trebue să satisfacă condiția:

$$\begin{aligned} x &\leq 0{,}5 \ h_0 \\ x &\geq 2 \ a' \end{aligned} \tag{95}$$

3. Elemente cu secțiune T

1) $\frac{h_p}{h} < 0{,}10$. Calculul se face ca și pentru secțiunea dreptunghiulară cu lățimea b.

2) $\frac{h_p}{h} > 0{,}10$ și $m_a \overline{R}_a F_a \leq \overline{R}_i b_p h_p$. Calculul se face ca și pentru secțiunea dreptunghiulară cu lățimea b_p.

In acest caz, dacă $0{,}1 \leq \frac{h_p}{h} < 0{,}2$, se poate aplica formula:

$$M \leq m m_a \overline{R}_a F_a \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \tag{96}$$

3) $\frac{h_p}{h} > 0{,}10$ și $m_a \overline{R}_a F_a > \overline{R}_i \ b_p h_p$. In calcul se ține seamă de compresiunea betonului din nervură, iar momentul de calcul se determină cu ajutorul formulei:

$$M \leq m \left[\overline{R}_i bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \overline{R}_i h_p (b_p - b) \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) \right] \tag{97}$$

In acest caz, poziția axei neutre se determină cu ajutorul formulei:

$$m_a \overline{R}_a F_a = \overline{R}_i \left[bx + (b_p - b) \ h_p \right] \tag{98}$$

Înălțimea zonei comprimate a secțiunii T trebue să satisfacă condiția (90):

$$S_b \leq 0{,}75 \ S_0.$$

Exemplul 12. Se dă o grindă de planșeu cu secțiunea T, cu două deschideri (fig. 82). Beton marca 150

$R_1^n = 140$ kg/cm²; din tabela 10, $\overline{R_i} = 80$ kg/cm²; oțel marca St 0; $\sigma_c^n = 1\,900$ kg/cm². $\overline{R_a} = 0{,}85 \cdot 1\,900 = 1\,600$ kg/cm²

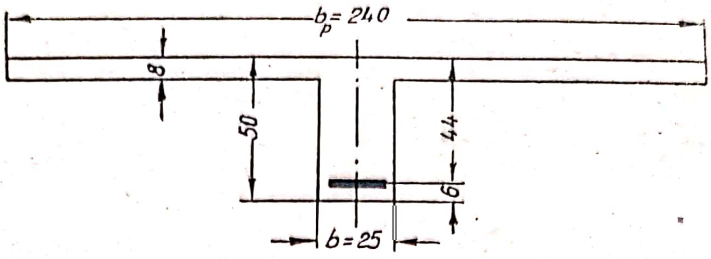


Fig. 82.

Momentele încovoietoare din încărcarea normată sunt date în tabela de mai jos:

Tabela 16

Felul sarcinii	Momentele încovoietoare, în tm	
	In câmp M^n	Pe reazem M_B^n
Greutatea proprie a grinzii și a planșeului . . .	3,44	4,61
Sarcina mobilă	3,54	6,14
	6,98	10,75

Se cere să se calculeze armătura.

Se iau următorii coeficienți de supraîncărcare: pentru sarcina permanentă $n = 1{,}1$ pentru cea mobilă (utilaj industrial) $n = 1{,}2$.

Coeficienții condițiilor de lucru; $m = m_a = 1$.

Momentele de calcul:

$M = 1{,}1 \cdot 3{,}4 + 1{,}2 \cdot 3{,}54 = 7{,}99$ tm;

$M_B = 1{,}1 \cdot 4{,}61 + 1{,}2 \cdot 6{,}14 = 12{,}44$ tm.

In câmp secțiunea este în formă de T; secțiunea armăturii este:

$$F_a = \frac{M}{\overline{R_a}\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right)} = \frac{799\,000}{1\,600\left(44 - \frac{8}{2}\right)} = 12{,}5 \text{ cm}^2.$$

Pe reazemul B, secțiunea este dreptunghiulară dublu armată; secțiunea armăturii comprimate este $F'_a = 5{,}09$ cm².

Momentul M', preluat de armătura comprimată și de secțiunea de armătură întinsă egală cu aceasta, este:

$$M' = F_a \overline{R_a}(h_0 - a') = 5{,}09 \cdot 1\,600\ (44 - 4) = 326\,000 \text{ kgcm} = 3{,}26 \text{ tm}.$$

$$M_1 = 12{,}44 - 3{,}26 = 9{,}18 \text{ tm};$$

$$A_0 = \frac{M_1}{\overline{R}_i b h_0^2} = \frac{918\,000}{80 \cdot 25 \cdot 44^2} = 0{,}234$$

Din tabela 16 $\alpha = 0{,}268$.

Secțiunea armăturii întinse în secțiunea de reazem este:

$$F_a = \frac{\alpha \overline{R}_i b h_0}{\overline{R}_a} + F'_a = \frac{0{,}268 \cdot 80 \cdot 25 \cdot 44}{1\,600} + 5{,}09 = 19{,}83 \text{ cm}^2.$$

§ 15. CALCULUL ELEMENTELOR SUPUSE LA ÎNCOVOIERE LA APARIȚIA FISURILOR

(In conformitate cu prescripțiile N și TU-3—49)

1. Noțiuni generale

Cauzele posibile de apariție a fisurilor în elementele de beton armat au fost arătate mai sus[1]).

Rezistența betonului la întindere depinde de rezistența la întindere a pietrei de ciment și de adeziunea ei la granulele agregatului. Introducerea armăturii nu modifică natura betonului și nu mărește limita lui de extensibilitate. Totuși, după datele obținute de unii cercetători (A. F. Loleit, G. D. Țiscreli, I. G. Ivanov-Diatlov și alții), prezența armăturii influențează caracterul repartiției eforturilor interioare.

Cercetările efectuate la Institutul ȚNIPS și altele asemănătoare nu dau motiv să se considere că prezența armăturii influențează simțitor asupra proprietăților plastice ale betonului. Lungirea specifică a betonului armat la apariția fisurilor depășește cu foarte puțin deformațiile la rupere ale betonului simplu.

Deformația de întindere este mai mare pentru epruvetele saturate cu apă decât pentru epruvetele care au fost păstrate și s'au întărit la aer; această diferență crește în funcție de creșterea procentului de armare. De exemplu, la apariția fisurilor lungirea specifică a betonului armat variază dela 0,05 la 0,17 mm/m, dacă epruvetele sunt păstrate în aer și dela 0,10 la 0,30 mm/m, dacă au fost păstrate la umiditate. Această diferență se explică prin acțiunea contracției, care se manifestă deosebit de intens, atunci când epruvetele sunt păstrate într'un mediu uscat. Experimental s'a dovedit că fisurile apar mult mai timpuriu la grinzile încărcate cu o sarcină repetată alternativă.

Fisurile reduc rigiditatea construcției și distrug caracterul ei monolitic, ceeace este foarte important pentru elementele de construcții supuse la acțiunea sarcinilor dinamice și a vibrațiilor.

---

[1]) Vezi introducerea, punctul 4.

Scanned with OKEN Scanner

Existenţa fisurilor în elementele de beton armat înlesneşte pătrunderea umezelii şi a gazelor agresive la armătură — ceeace ar putea provoca coroziunea ei; afară de acest neajuns, betonul are fisuri, se desagregă (alterează) mult mai uşor. In acest fel, fisurile reduc durabilitatea construcţiilor de beton armat.

In formarea fisurilor[1]) se deosebesc trei etape:

1. *Naşterea fisurilor,* etapă în care fisurile pot fi încă invizibile;

2. *Apariţia fisurilor,* etapă în care fisurile devin vizibile cu ochiul liber (lăţimea de circa 0,005 mm) şi

3. *Deschiderea fisurilor,* etapă în care fisurile ajung până la mărimea limită posibilă.

In cazul procentelor obişnuite de armare (până la 1,5—2,0%) se poate considera că apariţia fisurilor coincide cu naşterea lor. Deaceea, pentru simplificare, se studiază numai două etape de formare a fisurilor: apariţia şi deschiderea lor.

Calculul la apariţia fisurilor este necesar la proiectarea construcţiilor hidrotehnice, la construcţii de alimentare cu apă şi altele, iar, uneori, şi la elemente de construcţii care se găsesc într'o stare excepţional de periculoasă în ce priveşte coroziunea armăturii.

La acest calcul, problema se reduce la determinarea valorii limită a momentului încovoietor M_f la care apar fisurile. Aici se introduce noţiunea de coeficient de siguranţă la fisurare:

$$k_f = \frac{M_f}{M},$$

în care M este momentul exterior de încovoiere din sarcina de exploatare. Coeficientul k se ia ceva mai mare decât unitatea şi variază deobicei între limitele de 1,10 şi 1,30.

Mai jos se studiază calculul elementelor supuse la încovoiere la apariţia fisurilor după cele două metode, indicate de N şi TU — 3 — 49 (punctul 67). Calculul la apariţia fisurilor, cum şi calculul la rigiditate după metoda profesorului V. I. Murașev, sunt redate în Capitolul X.

2. Calculul în funcţie de starea limită

La această metodă de calcul se admite că fisurile se formează în momentul când în zona întinsă lungirile specifice din beton ating valoarea limită ($\varepsilon_{t,\,max} = 1{,}0 \cdot 10^{-4}$), la care eforturile unitare de întindere din beton sunt egale cu rezistenţa de rupere la întindere R_t.

Odată admisă această condiţie, efortul unitar în zona comprimată a betonului este deobicei mai mic decât rezistenţa de rupere la compresiune din încovoiere. Din această cauză, în zona comprimată, deformaţiile plastice sunt încă slab desvoltate şi diagrama eforturilor unitare poate fi luată

[1]) V. I. Murașev: Rezistenţa la fisurare, rigiditatea şi rezistenţa mecanică a betonului armat, Masstroiizdat, 1950, p. 32.

sub formă de triunghi; diagrama eforturilor unitare în zona întinsă se ia, dimpotrivă, dreptunghiulară, ceeace se apropie mult de realitate.

In momentul apariţiei fisurilor, secţiunile rămân plane.

Aceste principii au fost puse la baza calculului adoptat de prescripţiile N şi TU — 3 — 49.

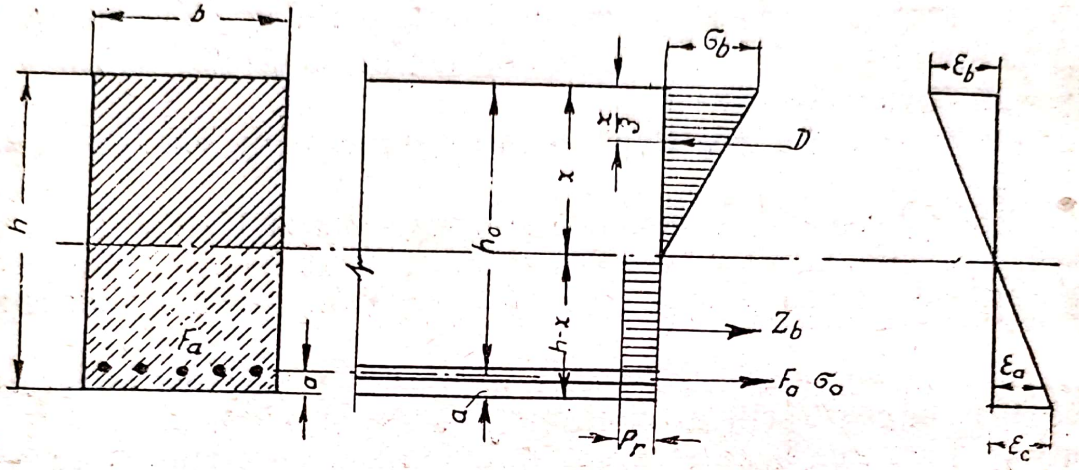


Fig. 83.

Se consideră o secţiune dreptunghiulară simplu armată (fig. 83).

Mărimea momentului încovoietor la apariţia fisurilor se determină din condiţia că momentul forţelor exterioare este egal cu momentul forţelor interioare în raport cu centrul de greutate al diagramei eforturilor unitare de compresiune:

$$M_f = k_f M = b\ (h-x)\ R_t\left(\frac{h-x}{2}+\frac{2}{3}\,x\right)+F_a\sigma_a\left(h_0-\frac{x}{3}\right)=$$

$$=\frac{bh^2R_t}{6}\left[\left(1-\frac{x}{h}\right)\left(3+\frac{x}{h}\right)+2\,\frac{F_a}{bh}\cdot\frac{\sigma_a}{R_t}\left(3\,\frac{h_0}{h}-\frac{x}{h}\right)\right]$$

sau

$$M_f = k_f M = \frac{R_t}{6}\left[2\mu_1\left(3\,\frac{h_0}{h}-\frac{x}{h}\right)\frac{\sigma_a}{R_t}+\left(1-\frac{x}{h}\right)\left(3+\frac{x}{h}\right)\right]bh^2 =$$

$$= A_f\ bh^2. \qquad (99)$$

Poziţia axei neutre (valoarea lui x) se găseşte din condiţia de echilibru a sumei proecţiilor tuturor forţelor pe axa elementului, adică:

$$\frac{bx}{2}\sigma_b\ -(h-x)\ bR_t - F_a\,\sigma_a = 0\ . \qquad (100)$$

Să găsim valoarea lui σ_b şi σ_a, în funcţie de deformaţiile limită.

Secţiunile rămânând plane,

$$\varepsilon_a = \varepsilon_t\,\frac{h_0-x}{h-x}\ \text{şi}\ \varepsilon_b = \varepsilon_t\,\frac{x}{h-x}\ ,$$

și atunci

$$\left.\begin{aligned} \sigma_a &= E_a \varepsilon_a = E_t \varepsilon_t \frac{h_0 - x}{h - x}; \\ \sigma_b &= E_t \varepsilon_b = E_t \varepsilon_t \frac{x}{h - x}; \end{aligned}\right\} \qquad (101)$$

Substituind aceste valori în ecuația (100) se obține:

$$\frac{b x^2 \varepsilon_t E_b}{2(h-x)} - (h - x)\, bR_t - F_a E_a\, \varepsilon_t \frac{h_0 - x}{h - x} = 0$$

sau

$$0{,}5\, b\, \varepsilon_t E_b x^2 - bR_t\,(h^2 - 2hx + x^2) - F_a E_a \varepsilon_t\,(h_0 - x) = 0\,.$$

Impărțind partea din stânga semnului egalității cu $b\,\varepsilon_t E_b h^2$, se obțin:

$$0{,}5\,\frac{x^2}{h^2} - \frac{R_t}{\varepsilon_t E_b}\left(1 - 2\,\frac{x}{h} + \frac{x^2}{h^2}\right) - \frac{F_a}{bh}\cdot\frac{E_a}{E_b}\left(\frac{h_0}{h} - \frac{x}{h}\right) = 0.$$

Notând $\frac{E_a}{bh} = \mu_1$ și $\frac{R_t}{\varepsilon_t E_b} = \theta$, se obțin definitiv

$$(0{,}5 - \theta)\,\frac{x^2}{h^2} + \left(2\theta + \frac{E_a}{E_b}\,\mu_1\right)\frac{x}{h} - \theta - \frac{E_a}{E_b}\,\mu_1\,\frac{h_0}{h} = 0. \qquad (102)$$

Pentru simplificarea calculului la apariția fisurilor s'au întocmit tabele. In tabelele 17 și 18 se dau valorile lui $\frac{x}{h}$ și A_f pentru mărcile betonului 110, 140, 170 și 200, pentru $a = 0{,}05\ h$ și $0{,}10\ h$.

Calculul se face utilizând formula:

$$M_f = k_f\, M = A_f b\, h^2 \qquad (103)$$

Exemplul 13. Se dau: $M = 2{,}25$ tm; $h = 50$ cm; $b = 25$ cm; $R = 140$ kg/cm²; $a = 5$ cm și $F_a = 15{,}70$ cm² (5 ○ 20).

Să se găsească k_f.

$$a = 0{,}10\ h;\ \mu_1 = \frac{15{,}70}{25 \cdot 50} = 0{,}126 \quad (p_1 = 1.26\%).$$

Din tabela 18 se găsește $A_f = 4{,}91$ și prin calcul se obține:

$$k_f = \frac{M_r}{M} = \frac{A_f b h^2}{M} = \frac{4.91 \cdot 25 \cdot 50^2}{225\,000} = 1{,}36.$$

3. Calculul în funcție de stadiul elastic

Pe lângă metoda studiată, prescripțiile N și TU permit să se calculeze secțiunile la apariția fisurilor și în funcție de stadiul elastic. In acest caz, modulul de elasticitate al betonului se ia, ca pentru elemente comprimate, din tabela 3, iar rezistența convențională de rupere a betonului la întindere pentru secțiunea dreptunghiulară se ia egală cu 1,7 R_t.

Calculul se face cu ajutorul formulelor din rezistența materialelor, introducând caracteristicele statice ideale (F_i, S_i, și I_i).

Pentru secțiunea dreptunghiulară (fig. 84), efortul unitar de întindere al betonului în fibra marginală întinsă este:

$$\sigma_{br} = \frac{M}{I_i}\ (h - x), \qquad (104)$$

în care $I_i = I_b + n\,I_a$ este momentul de inerție al secțiunii ideale $F_i = F_b + nF_a$; pentru secțiunea dreptunghiulară

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + n\,F_a\,(h_0 - x)^2.$$

Poziția axei neutre se determină cu formula:

$$x = \frac{S_i}{F_i} = \frac{\frac{bh^2}{2} + nF_a h_0}{bh + nF_a}. \qquad (105)$$

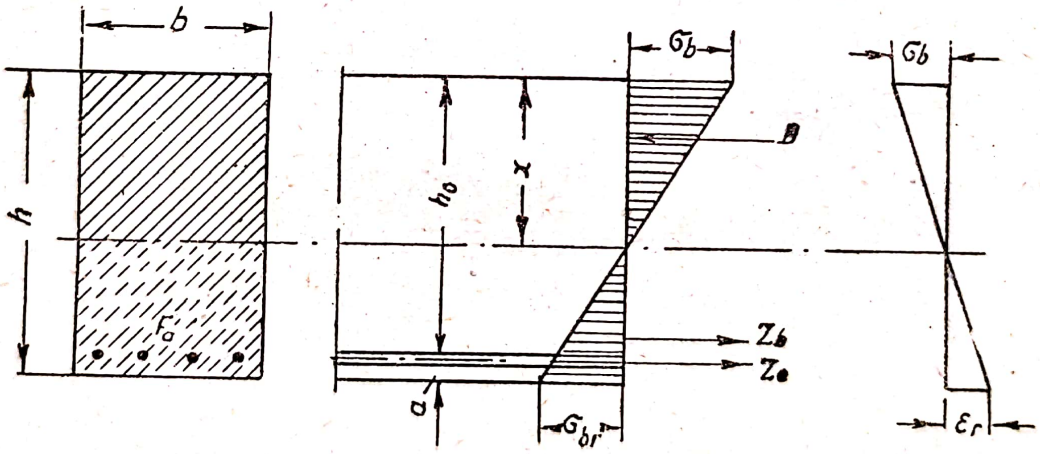


Fig. 84.

Efortul unitar σ_{br} nu trebue să depășească pe cel admisibil, determinat cu ajutorul formulei:

$$\sigma_{br} \leq \frac{1{,}7R_t}{k_f} \qquad (106)$$

în care k_f este coeficientul de siguranță la fisurare, care se ia deobicei egal cu 1,3.

Desavantajul pe care-l prezintă această metodă ccnstă în faptul că ea este convențională, mai ales în ce privește valoarea lui n.

Tabela 17

Date pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare ale elementelor supuse la încovoiere, la apariția fisurilor

$a = 0{,}05\,h$

$P_1\%$	Marca betonului								$P_1\%$
	110		140		170		200		
	$\frac{x}{h}$	A_f	$\frac{x}{h}$	A_f	$\frac{x}{h}$	A_f	$\frac{x}{h}$	A_f	
0,20	0,52	3,38	0,52	3,93	—	—	—	—	0,20
0,25	0,52	3,45	0,52	3,99	—	—	—	—	0,25
0,30	0,53	3,51	0,53	4,05	0,53	4,61	0,53	5,15	0,30
0,35	0,53	3,57	0,53	4,11	0,53	4,67	0,53	5,21	0,35
0,40	0,53	3,63	0,53	4,17	0,53	4,73	0,53	5,27	0,40
0,45	0,53	3,69	0,53	4,23	0,53	4,79	0,53	5,33	0,45
0,50	0,53	3,75	0,53	4,29	0,53	4,85	0,53	5,39	0,50
0,55	0,54	3,81	0,54	4,36	0,54	4,90	0,54	5,46	0,55
0,60	0,54	3,87	0,54	4,42	0,54	4,96	0,54	5,52	0,60
0,65	0,54	3,93	0,54	4,48	0,54	5,02	0,54	5,58	0,65
0,70	0,54	3,99	0,54	4,54	0,54	5,08	0,54	5,64	0,70
0,75	0,54	4,05	0,54	4,60	0,54	5,14	0,54	5,70	0,75
0,80	0,55	4,11	0,55	4,66	0,54	5,20	0,54	5,76	0,80
0,90	0,55	4,23	0,55	4,78	0,55	5,32	0,54	5,88	0,90
1,00	0,55	4,35	0,55	4,90	0,55	5,44	0,55	5,99	1,00
1,1	0,56	4,46	0,55	5,02	0,55	5,56	0,55	6,11	1,1
1,2	0,56	4,58	0,56	5,13	0,55	5,68	0,55	6,23	1,2
1,3	0,56	4,70	0,56	5,25	0,56	5,80	0,55	6,34	1,3
1,4	0,57	4,82	0,56	5,36	0,56	5,92	0,56	6,46	1,4
1,5	0,57	4,94	0,57	5,48	0,56	6,03	0,56	6,58	1,5
1,6	0,57	5,06	0,57	5,60	0,57	6,15	0,56	6,69	1,6
1,7	0,58	5,17	0,57	5,71	0,57	6,27	0,56	6,81	1,7
1,8	0,58	5,29	0,57	5,83	0,57	6,38	0,57	6,92	1,8
1,9	0,58	5,40	0,58	5,94	0,57	6,50	0,57	7,04	1,9
2,0	0,59	5,52	0,58	6,06	0,58	6,61	0,57	7,16	2,0
2,1	0,59	5,63	0,58	6,17	0,58	6,73	0,57	7,27	2,1
2,2	0,59	5,75	0,59	6,29	0,58	6,84	0,58	7,39	2,2
2,3	—	—	0,59	6,40	0,58	6,96	0,58	7,50	2,3
2,4	—	—	0,59	6,52	0,59	7,07	0,58	7,64	2,4
2,5	—	—	0,59	6,63	0,59	7,19	0,58	7,74	2,5
2,6	—	—	0,60	6,75	0,59	7,30	0,58	7,85	2,6
2,7	—	—	0,60	6,87	0,59	7,42	0,59	7,95	2,7
2,8	—	—	0,60	6,99	0,59	7,53	0,59	8,08	2,8
2,9	—	—	—	—	0,60	7,65	0,59	8,20	2,9
3,0	—	—	—	—	0,60	7,76	0,59	8,32	3,0
3,1	—	—	—	—	—	—	0,59	8,43	3,1
3,2	—	—	—	—	—	—	0,60	8,55	3,2
3,3	—	—	—	—	—	—	0,60	8,66	3,3
3,4	—	—	—	—	—	—	0,60	8,77	3,4
3,5	—	—	—	—	—	—	0,60	8,88	3,5

Scanned with OKEN Scanner

Tabela 18

Date pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare ale elementelor supuse la încovoiere, la apariția fisurilor

$a = 0{,}10\,h$

$P_1\%$	Marca betonului								$P_1\%$
	110		140		170		200		
	$\frac{x}{h}$	A_f	$\frac{x}{h}$	A_f	$\frac{x}{h}$	A_f	$\frac{x}{h}$	A_f	
0,20	0,52	3,35	0,52	3,89	—	—	—	—	0,20
0,25	0,52	3,39	0,52	3,94	—	—	—	—	0,25
0,30	0,52	3,44	0,52	3,99	0,53	4,53	0,53	5,09	0,30
0,35	0,53	3,49	0,53	4,04	0,53	4,58	0,53	5,13	0,35
0,40	0,53	3,54	0,53	4,09	0,53	4,63	0,53	5,18	0,40
0,45	0,53	3,59	0,53	4,14	0,53	4,68	0,53	5,23	0,45
0,50	0,53	3,64	0,53	4,19	0,53	4,73	0,53	5,28	0,50
0,55	0,53	3,68	0,53	4,24	0,53	4,78	0,53	5,33	0,55
0,60	0,53	3,73	0,53	4,28	0,53	4,83	0,53	5,38	0,60
0,65	0,54	3,78	0,54	4,33	0,54	4,88	0,54	5,43	0,65
0,70	0,54	3,83	0,54	4,38	0,54	4,92	0,54	5,48	0,70
0,75	0,54	3,88	0,54	4,43	0,54	4,97	0,54	5,52	0,75
0,80	0,54	3,93	0,54	4,47	0,54	5,02	0,54	5,57	0,80
0,90	0,54	4,02	0,54	4,57	0,54	5,12	0,54	5,67	0,90
1.0	0,55	4,12	0.55	4,67	0,54	5,21	0,54	5,76	1,0
1,1	0,55	4,22	0,55	4,76	0.55	5,31	0.55	5,86	1,1
1,2	0,55	4,31	0,55	4,85	0.55	5,40	0.55	5,95	1,2
1,3	0,56	4,40	0,55	4,95	0.55	5,49	0.55	6,04	1,3
1,4	0,56	4,49	0.56	5,05	0,56	5,59	0.55	6.14	1,4
1,5	0,56	4,59	0.56	5,14	0,56	5.68	0.55	6,23	1,5
1,6	0,56	4,68	0.56	5,23	0,56	5,77	0,56	6,33	1,6
1,7	0,56	4,77	0,56	5,32	0,56	5.87	0,56	6,42	1,7
1,8	0,57	4,86	0.57	5,42	0,56	5,96	0,56	6,51	1,8
1,9	0,57	4,95	0,57	5,41	0.57	6,05	0.56	6,60	1,9
2,0	0,58	5,04	0,57	5.59	0,57	6.14	0.56	6,70	2,0
2.1	0,58	5,13	0,57	5,69	0.57	6,24	0,57	6,79	2.1
2,2	0,59	5,23	0,58	5,78	0.57	6,33	0,57	6,88	2,2
2,3	—	—	0,58	5,87	0,58	6,42	0.57	6,97	2,3
2,4	—	—	0,58	5,96	0,58	6,51	0,57	7,07	2,4
2.5	—	—	0,58	6.05	0,58	6.60	0,57	7.15	2,5
2,6	—	—	0.59	6,13	0,58	6,69	0,58	7,24	2.6
2,7	—	—	0.59	6.22	0,58	6,78	0,58	7 34	2,7
2,8	—	—	0,59	6,31	0,58	6,87	0,58	7.43	2,8
2,9	—	—	—	—	0.59	6.96	0,58	7,52	2,9
3,0	—	—	—	—	0,59	7,05	0,58	7,61	3,0
3,1	—	—	—	—	0,59	7,14	0,59	7.70	3,1
3,2	—	—	—	—	—	—	0,59	7,78	3,2
3,3	—	—	—	—	—	—	0.59	7.87	3,3
3,4	—	—	—	—	—	—	0,59	7,96	3,4
3,5	—	—	—	—	—	—	0.59	8,05	3,5
3,6	—	—	—	—	—	—	0,59	8,13	3,6

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL V.

CALCULUL ARMATURII TRANSVERSALE LA ELEMENTELE SUPUSE LA INCOVOIERE

(Calculul la alunecare)

§ 16. CALCULUL „LA ALUNECARE" DUPĂ VECHEA METODA

1. Eforturile unitare principale de întindere

Din cauza rezistenței slabe pe care o opune betonul la eforturile de forfecare (alunecare N.·R.) și mai ales, la eforturile de întindere, grinzile din beton armat necesită pe lângă calculul la încovoiere simplă și un calcul la eforturile principale de întindere, deoarece în grinzi sunt posibile ruperi tocmai ca o consecință a acestor eforturi. Pentru plăci (cu excepția celor de fundații) verificarea la aceste eforturi nu este deobicei necesară, deoarece acestea nu depășesc în general limitele admisibile.

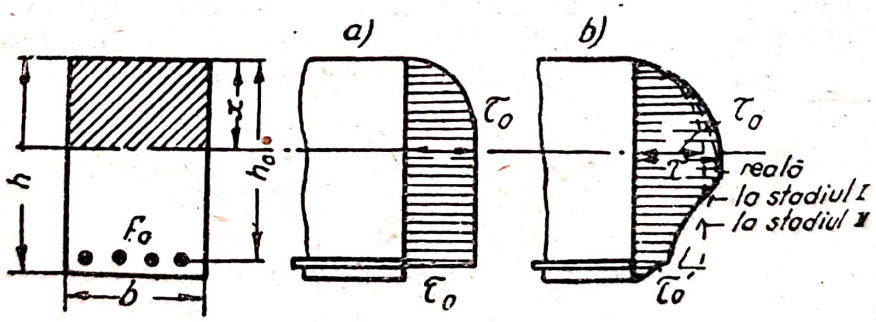


Fig. 85. Diagrama eforturilor unitare

La încovoierea grinzii de beton armat, pe lângă eforturile unitare normale se nasc eforturi unitare tangențiale, care acționează, în fiecare punct, atât pe direcție orizontală cât și pe direcție verticală.

După cum se știe din cursul de Rezistența Materialelor, eforturile unitare de forfecare într'un plan oarecare al unei grinzi alcătuită dintr'un material omogen se determină cu ajutorul formulei:

$$\tau = \frac{QS}{Ib}, \qquad (107)$$

în care S este momentul static, în raport cu axa neutră a părții din secțiune, care se găsește deasupra planului considerat;
I — momentul de inerție al întregii secțiuni transversale, în raport cu axa neutră;
Q — forța tăietoare din secțiune;
b — lățimea secțiuni în planul considerat.

Intr'o grindă alcătuită dintr'un material omogen, aceste eforturi unitare se repartizează pe înălțimea grinzii, urmând o lege parabolică.

Această formulă se aplică la o grindă de beton armat cu secțiune dreptunghiulară și simplu armată, în scopul de a găsi legea repartiției acestor eforturi (fig. 85).

In zona comprimată, eforturile unitare de forfecare egale cu zero la fața superioară a grinzii, cresc pe măsură ce se apropie de axa neutră, după o parabolă, atingând valoarea lor maximă în dreptul acestei axe. Aceasta reiese din formula dată, potrivit căreia τ_{max} se produce pentru același plan, ca și S_{max}, adică pentru planul care conține axa neutră.

Momentul static al jumătății superioare a secțiunii în raport cu axa neutră este:

$$S = bx \frac{x}{2} = \frac{bx^2}{2} \cdot$$

Pentru orice plan așezat mai jos decât axa neutră nu ține seamă de solicitarea betonului la intindere; deaceea, momentul static are aceeași valoare, egală cu momentul static al părții superioare a secțiunii:

$$S = n F_a (h_o - x) = \frac{bx^2}{2} \cdot$$

Deaceea și mărimea eforturilor unitare de forfecare este constantă dela axa neutră până la armătura întinsă, cu alte cuvinte diagrama are aspectul reprezentat în figura 85, *a*. Eforturile unitare reale maxime, de forfecare, într'o grindă care nu are fisuri (fig. 85, *b*) sunt cu aproximativ 20—25% mai mari decât cele rezultate din calculul făcut după stadiul II. Odată cu creșterea eforturilor unitare normale în grindă axa neutră se deplasează spre latura comprimată a secțiunii și, împreună cu aceasta, se deplasează și locul unde are valoarea maximă.

Se trece acum la deducerea formulei de calcul pentru o *grindă cu secțiune constantă.*

Eforturile de forfecare se obțin, după cum se știe, din condiția de echilibru a diferenței dintre eforturile normale care acționează în două secțiuni vecine ale grinzii (fig. 86).

Sub influența creșterii rezultantei eforturilor unitare normale dZ, se nasc eforturile de forfecare τ ; în cazul unei lățimi b constante, pe suprafața bdl acționează efortul:

$$dZ = \tau b \, dl$$

de unde

$$\tau = \frac{dZ}{bdl}$$

Din condiția de egalitate dintre momentul forțelor exterioare și momentul forțelor interioare rezultă formula:

$$M = Z \cdot z,$$

iar creșterea momentului:

$$\mathrm{d}\, M = \mathrm{d}\, Z\, z.$$

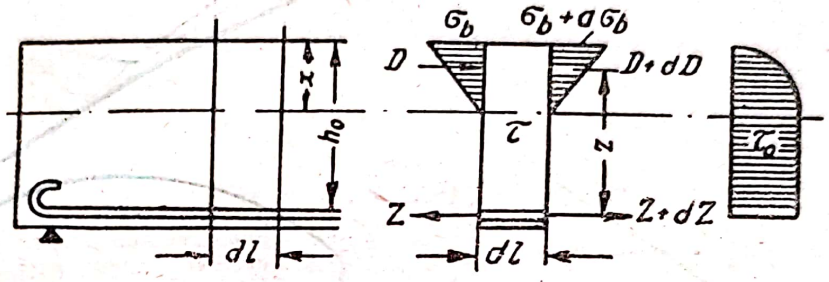


Fig. 86.

Se obține:

$$\mathrm{d}\, Z = \frac{\mathrm{d}M}{z}.$$

Substituind valoarea obținută d Z în formula anterioară, se găsește:

$$\tau = \frac{dM}{bzdl}.$$

Insă $\frac{dM}{dl} = Q$ și, la limită, dă pentru orice secțiunea simetrică:

$$\tau_0 = \frac{Q}{bz}. \qquad (108)$$

Pentru secțiunea dreptunghiulară simplu armată se recomandă[1]) ca brațul z al cuplului de forță inferior să se ia egal cu $z = h_0\,(1 - 0{,}5\,\frac{x}{h_0})$, însă nu mai mare decât $\frac{7}{8} \cdot h_0 \approx 0{,}9\, h_0$.

Dacă în formula (108) Q este exprimat în kilograme iar b și z în centimetri, efortul unitar τ se obține în kilograme pe centimetri pătrați.

La grinzile cu profil T (fără a ține seamă de compresiunea betonului în nervură) valorile maxime au eforturile unitare de forfecare pe toată înălțimea nervurii, între limita inferioară a plăcii și armătura inferioară.

[1] In conformitate cu metoda adoptată de calcul la încovoiere după stadiul de rupere.

Pentru a determina eforturile de forfecare în aceste grinzi se folosește aceeași formulă (108); substituind în această formulă valoarea aproximativă a lui $z = h_0 - 0{,}5\ h_p$, se obține:

$$\tau_0 = \frac{Q}{bz} = \frac{Q}{b(h_0 - 0{,}5h_p)}, \qquad (109)$$

în care b este lățimea nervurii.

Din formulele (108) și (109) se vede că valoarea eforturilor unitare de forfecare depinde nu numai de forța tăietoare dar și de lățimea nervurii b și de înălțimea grinzii h, această valoare fiind cu atât mai mare, cu cât este mai mare Q considerat în calcule (la reazeme) și cu cât sunt mai mici b și h.

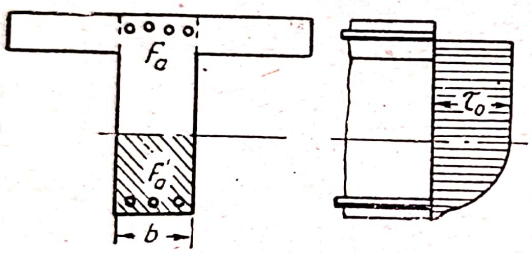


Fig. 87. Diagrama eforturilor unitare de forfecare în cazul armării duble (în dreptul reazemului grinzii)

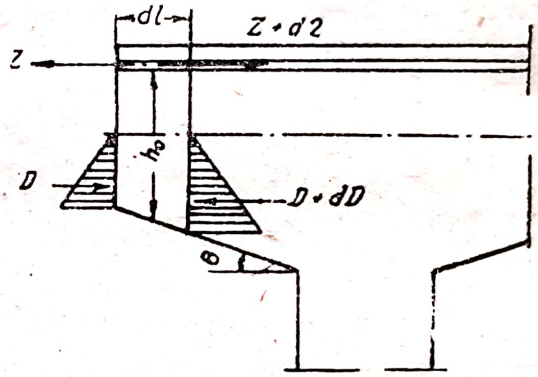


Fig. 88.

Deaceea, pentru micșorarea eforturilor unitare de forfecare prea mari, este necesar ca dimensiunile transversale ale grinzii să fie suficient de mari.

La locurile de încastrare și deasupra reazemelor intermediare ale grinzilor continue, acolo unde apar momente negative, se întrebuințează uneori în cazul unei secțiuni dreptunghiulare, o armare dublă (fig. 87). Armătura comprimată are o influență redusă asupra mărimii eforturilor unitare de forfecare și de aceea se poate neglija la determinarea efortului unitar.

Pentru secțiunea dreptunghiulară simplu armată sau dublu armată se poate folosi formula aproximativă:

$$\tau_0 = \frac{Q}{0{,}9bh_0} \qquad (110)$$

In ce privește valoarea lui Q_{max}, aceasta se determină din diagrama forțelor tăietoare; în cazul unor grinzi continue cu deschideri egale, pentru determinarea lui Q se pot folosi tabelele din anexele II și III, considerând în calcul distribuția cea mai defavorabilă a sarcinii utile.

Pentru grinzile continue cu vute, formula $\tau_0 = \frac{Q}{bz}$, dedusă pentru grinzile cu secțiunea constantă, dă numai o valoare aproximativă a lui τ

și anume: la grinzile continue cu vute, eforturile unitare de forfecare sunt într'o oarecare măsură mai reduse.

Dintr'o *grindă cu secțiunea variabilă* se separă elementul dl (fig. 88) și se scrie condiția de echilibru:

$$b\ dl\tau = d\ Z.$$

Momentul forțelor exterioare este egal cu momentul forțelor interioare;

$$M = Z\ z,$$

de unde

$$Z = \frac{M}{z}\ .$$

Diferențiind ambele părți în raport cu z și ținând seamă de faptul că atât M, cât și z variază odată cu dl, se găsește:

$$d\ Z = \frac{z dM - M dz}{z^2}$$

sau

$$b\tau = \frac{dZ}{dl} = \frac{1}{z} \cdot \frac{dM}{dl} - \frac{M}{z^2} \cdot \frac{dz}{dl},$$

în care

$$\frac{dM}{dl} = Q;\ z = \gamma\ h_0;\ \frac{dz}{dl} = \gamma \frac{dh_0}{dl} = \gamma\ \mathrm{tg}\ \theta$$

și θ este unghiul de înclinare al feței inferioare a grinzii (a vutei). Substituind aceste valori, se obține:

$$b\tau = \frac{Q}{z} - \frac{M}{z} \cdot \frac{\gamma\ \mathrm{tg}\ \theta}{\gamma\ h_0}$$

In definitiv

$$\tau = \frac{Q}{bz} \mp \frac{M}{h_0 bz}\ \mathrm{tg}\ \theta\ . \qquad (111)$$

Aproximativ

$$\tau = \frac{Q}{bz} \mp \frac{M}{bz^2} \cdot 0{,}9\ \mathrm{tg}\ \theta \qquad (111')$$

In formulele (111) și (111') se ia semnul minus, dacă odată cu creșterea momentului, crește și înălțimea secțiunii, iar semnul plus, dacă înălțimea secțiunii se micșorează.

Dacă se introduce $\theta = 0$ în formula (111'),

$\mathrm{tg}\ \theta = 0$, și se obține $\tau = \frac{Q}{bz}$ adică formula pentru grinda cu secțiune constantă.

2. Eforturi unitare principale

Din cursul de Rezistența Materialelor se știe, că în grindă se produc eforturi unitare normale și tangențiale după planuri înclinate, eforturile principale normale maxime și minime exprimându-se prin formulele:

$$\sigma_{pr.t} = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2};$$
$$\sigma_{pr\ c} = \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}; \qquad (112)$$

Unghiul φ, format de direcțiile lor de acțiune cu axa grinzii se determină cu ajutorul formulei:

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\tau}{\sigma}. \qquad (113)$$

Pentru grinzile de beton armat, eforturile principale de întindere $\sigma_{pr.\ t}$, care pot provoca fisuri în beton, sunt periculoase, și deaceea aceste eforturi trebue să fie preluate de o armătură corespunzătoare în timp ce eforturile unitare principale de compresiune, $\sigma_{pr.\ c}$ sunt preluate de beton.

In diferitele puncte ale grinzii supuse la încovoiere, eforturile unitare principale diferă între ele atât ca valoare, cât și ca direcție.

Dacă se trece dela un punct la altul, dealungul liniilor eforturilor principale, desenând curbele care sunt tangente la direcțiile după care acționează aceste eforturi unitare, se obțin două sisteme de linii curbe, care se intersectează în unghiuri drepte și care sunt denumite traiectoriile eforturilor unitare principale (liniile isostatice).

In figura 89, *a*, sunt reprezentate mai multe traiectorii pentru grinda cu secțiune dreptunghiulară, alcătuită dintr'un material omogen, așezată pe două reazeme și care este încovoiată sub acțiunea unei sarcini uniform distribuite; traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere au convexitatea orientată în jos.

In fibrele marginale, dispuse la fețele superioare și inferioare ale grinzii, eforturile unitare tangențiale $\tau = 0$, astfel încât unul dintre eforturile unitare principale este egal cu efortul unitar normal σ, iar celălalt este egal cu zero, unghiurile de înclinare fiind, respectiv $\varphi = 0°$ și $90°$ $\left(\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{0}{\sigma} = 0\right)$.

In axa neutră însă, unde efortul normal $\sigma = 0$, eforturile unitare principale sunt egale cu eforturile unitare tangențiale $\sigma_{pr,\ t} = -\sigma_{pr,\ c,} = \tau_0$ și acționează după planuri înclinate sub un unghi $\varphi = 45°$ sau $135°$ $\left(\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2\tau}{0} = \infty\right)$.

Scanned with OKEN Scanner

Trecând la grinda de beton armat, se observă că și aici eforturile unitare principale de întindere în zona comprimată vor crește în valoare absolută pe măsură ce ne apropiem de axa neutră $\left(\sigma_{pr,\,t} = -\frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}\right)$ și în axa neutră, pentru $\sigma = 0$, vor fi egale cu cele de forfecare, adică,

$$\sigma_{pr} = \tau_0 \qquad (114)$$

Mai jos decât axa neutră, în ipoteza când nu ar exista eforturi unitare normale de întindere în beton, adică $\sigma = 0$, iar eforturile unitare de forfecare ar fi egale pe toată înălțimea zonei întinse cu τ_0, eforturile unitare principale $\sigma_{pr,\,t}$ și $\sigma_{pr\,c}$ își vor păstra deasemenea valoarea lor constantă, egală cu τ_0 Ele acționează în plane înclinate față de axa neutră sub un unghi de 45° și 135°. Prin urmare, părțile din traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere pot fi reprezentate între limitele dintre axa neutră și centrul de greutate al armăturii, prin linii drepte (fig. 89, *b*) orientate sub un unghi de 45° față de axa grinzii. Traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere indică modul cum trebue armat betonul.

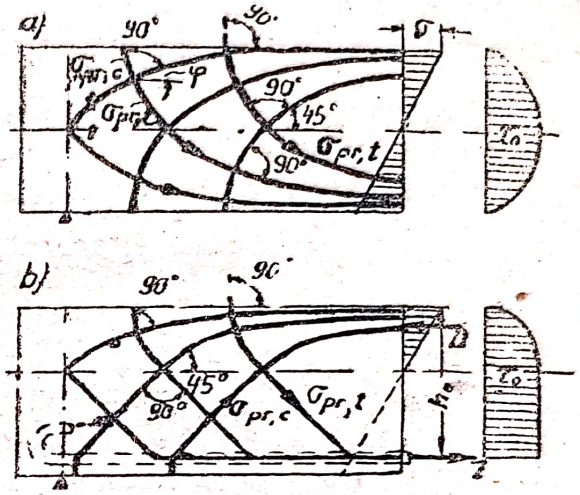


Fig. 89. Traiectoriile eforturilor unitare principale:
a — într'o grindă din material omogen; b — într'o grindă din beton armat

In adevăr, dacă am ține seamă de participarea betonului la solicitarea zonei întinse (în cazul rezistențelor admisibile), traiectoriile eforturilor unitare principale din grinzile de beton armat ar fi deasemenea reprezentate prin anumite curbe, care vor depinde atât de așezarea armăturii, cât și de felul sarcinii și vor putea fi determinate, până la un anumit grad, pe cale experimentală, după fisurile care apar dealungul traiectoriilor unitare principale de compresiune.

După cum au dovedit experiențele, betonul rezistă mult mai bine la forfecare decât la întindere; deaceea eforturile unitare principale de întindere sunt mult mai periculoase, iar verificarea grinzilor de beton armat trebue să se facă tocmai pentru aceste eforturi, iar nu pentru cele de forfecare. Deoarece consolidarea betonului împotriva eforturilor unitare principale de întindere poate fi necesară în primul rând în apropierea axei neutre, aceste eforturi unitare se determină tocmai în dreptul acestei axe. După cum s'a arătat mai sus, în ipoteza în care elementul ar lucra în stadiul II, eforturile unitare principale de întindere ar fi însă orientate sub unghiul de 45°, fiind egale ca mărime cu eforturile unitare de forfecare ($\sigma_{pr} = \tau_0$).

Astfel, problema calculului la eforturile unitare principale de întindere se reduce la determinarea eforturilor unitare maxime de forfecare, din

care cauză acest calcul poartă deobicei denumirea de calcul sau verificare la forfecare (alunecare).

In conformitate cu N și TU, pentru a se evita apariția fisurilor înclinate, este necesar ca mărimea eforturilor unitare principale de întindere să satisfacă condiția $\sigma_{pr} \leq \frac{R_i}{7}$. Dacă această valoare limită este depășită, dimensiunile secțiunii transversale trebue să fie majorate.

Dacă $\sigma_{pr} \leq \frac{R_t}{k_1}$, armătura transversală (etrierii și barele ridicate) se prevăd constructiv.

3. Calculul barelor ridicate și al etrierilor. Luarea în considerare a armăturii longitudinale

Barele ridicate și etrierii servesc la preluarea eforturilor unitare principale de întindere care acționează în grindă.

Barele ridicate se îndoaie deobicei sub un unghi de 45° față de axa grinzii, urmărind traiectoriile eforturilor principale de întindere (fig. 89, *b*). Intrebuințarea etrierilor verticali nu corespunde perfect direcției în care acționează eforturile și, din această cauză, barele ridicate corespund mai bine caracterului eforturilor principale. Un alt avantaj pe care-l reprezintă barele ridicate îl constitue faptul că sunt și mai economice, deoarece ele necesită mai puțin metal decât se întrebuințează pentru etrierii calculați astfel ca să preia toate eforturile principale de întindere. După cum s'a arătat mai sus etrierii sunt însă foarte utili: deaceea, din considerente constructive, aceștia se prevăd întotdeauna în grinzi chiar dacă necesitatea lor nu rezultă din calcul.

Deobicei, în practică, se întrebuințează atât barele ridicate, cât și etrierii.

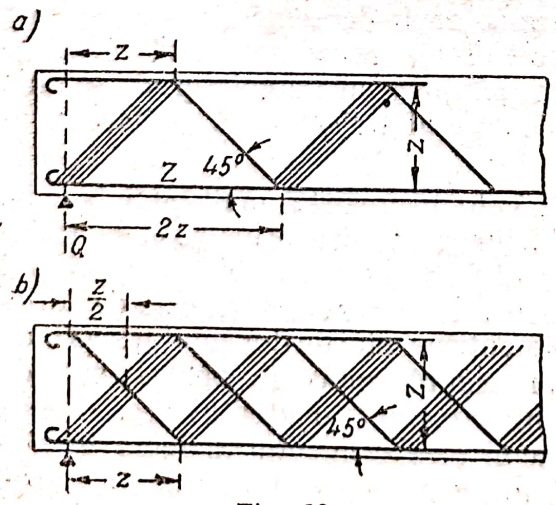


Fig. 90.

a) *Calculul barelor ridicate*

Calculul barelor ridicate se poate face prin două metode: prin asemănarea barelor ridicate cu diagonalele întinse ale unei grinzi cu zăbrele înclinate sub un unghi de 45°, sau plecând dela diagrama eforturilor unitare principale de întindere.

Dacă se alege prima metodă, barele ridicate se așează în diferite porțiuni dealungul grinzii, la distanțe egale, la fel ca la o grindă cu zăbrele triunghiulare simple (fig. 90, *a*) ca la una cu diagonale încrucișate duble (fig. 90, *b*) sau multiple; în acest caz, eforturile din barele ridicate se determină ca și eforturile din diagonalele grinzilor cu zăbrele respective.

Dacă s'a ales a doua metodă de calcul, se ia drept punct de plecare diagrama eforturilor unitare principale de întindere, potrivit căreia barele ridicate se repartizează (grafic) dealungul grinzii.

După cum reiese din formulele (108)—(110), pentru eforturile unitare de forfecare după care se determină eforturile unitare principale de întindere ($\sigma_{pr} = \tau_0$), acestea din urmă sunt proporționale, la o grindă sau nervură cu secțiunea constantă, cu forța Q în secțiunea considerată.

Deaceea și alura diagramei eforturilor unitare de forfecare a grinzii dealungul ei (în cazul secțiunii constante) corespunde alurii diagramei forțelor tăietoare, care depinde de felul sarcinii și anume: în cazul unei sarcini uniform distribuite, aceasta va avea forma unui triunghi; în cazul forțelor concentrate, diagrama va avea aspectul unei diagrame în trepte, cu variații brusce în dreptul forțelor, iar în sfârșit, în cazul unei încărcări combinate, diagrama se va prezenta sub forma unui trapez sau unei combinații din mai multe trapeze.

Se consideră diagrama forțelor tăietoare pentru cazul cel mai simplu — anume o grindă simplu rezemată cu o sarcină uniform distribuită (fig. 91). Micșorând ordonatele diagramei de bz ori, se obține diagrama eforturilor unitare de forfecare.

Potrivit acestei diagrame, suma eforturilor de forfecare pe orice porțiune de lungime $\triangle c$, va fi exprimată prin suprafața cuprinsă între ordonatele $G'H' = \tau_0'$ și $K'L' = \tau_0''$, înmulțită cu lățimea grinzii b, adică:

$$\triangle T = \frac{\tau_0' + \tau_0''}{2} \triangle c\, b. \qquad (115)$$

Trecând la examinarea eforturilor unitare principale de întindere, se vede că, dacă în punctul H efortul unitar principal de întindere $\sigma'_{pr} = \tau'_0$ iar în punctul L — $\sigma_{pr}'' = \tau_0''$, efortul de întindere $\triangle Z_0$, care acționează pe lungimea $\triangle c$ în planul neutru pe suprafețele elementare, înclinate față de axă sub un unghi de 45°, se va transmite asupra suprafeței:

$$H'' L \cdot b = \triangle c \cos 45° \, b = \frac{\triangle c}{\sqrt{2}} b.$$

Efortul $\triangle Z_0$ va fi exprimat ca produsul dintre lățimea nervurii b și suprafața trapezului $H'' LK'' G''$, construit pe proiecția $H''L$ a segmentului $\triangle c$ pe o dreaptă înclinată cu un unghi de 45° față de axa neutră, având bazele τ_0' și τ_0'' și va fi aplicat dealungul liniei care trece prin centrul de greutate al acestui trapez, formând un unghi de 45° cu axa grinzii:

$$\triangle Z_0 = b \frac{\tau_0' + \tau_0''}{2} \triangle c \cos 45° = \frac{\tau_0' + \tau_0''}{2} \triangle c\, b \frac{1}{\sqrt{2}} \qquad (116)$$

Comparând cu expresia (115), se poate scrie că:

$$\triangle Z_0 = \frac{\triangle T}{\sqrt{2}}.$$

Aceeași valoare se obține, dacă efortul de forfecare $\triangle T$, care acționează pe porțiunea $\triangle c$, va fi descompus în două forțe orientate sub un unghi de 45° față de $\triangle T$, în conformitate cu triunghiul forțelor din fig. 91.

Dacă efortul principal de întindere $\triangle Z_0$ este preluat de către bara ridicată, axa acesteia din urmă va trebui să treacă prin centrul de greutate S_1 al trapezului eforturilor unitare principale care au ca baze:

$$\sigma_{pr}' = \tau_0' \text{ și } \sigma_{pr}'' = \tau_0''.$$

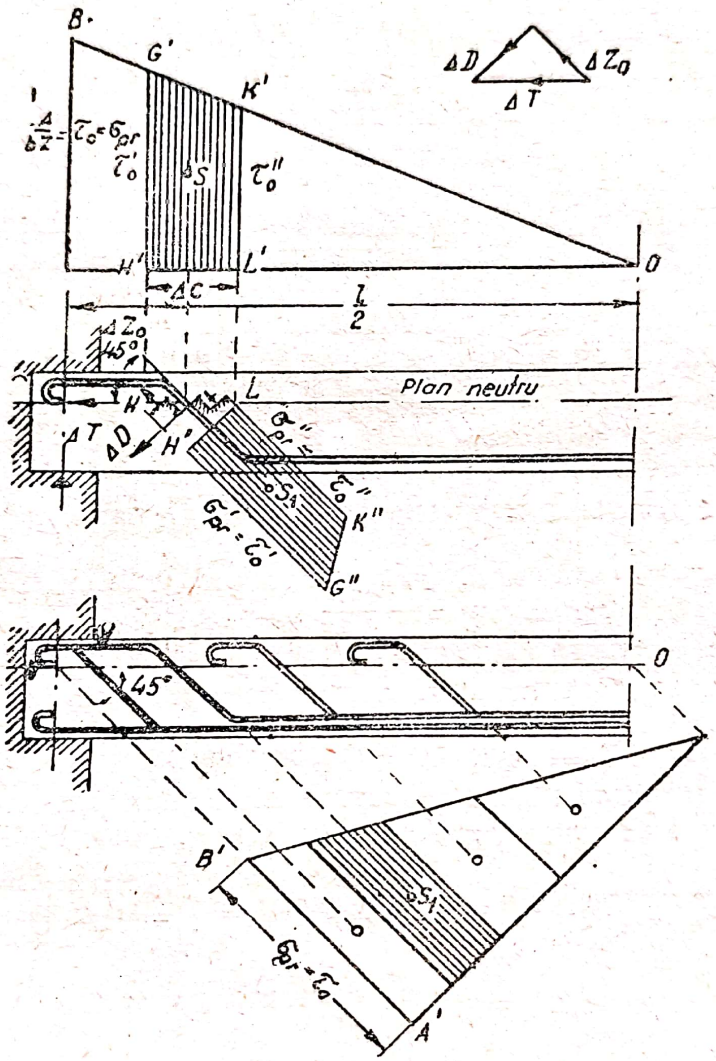


Fig. 91.

Efortul total principal de întindere pe jumătatea deschiderii, $\frac{l}{2}$, va fi:

$$Z_0 = \sum_0^{l/2} \triangle Z_0 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sum_0^{l/2} \triangle T = \frac{T}{\sqrt{2}}$$

însă, deoarece:

$$T = \sum_0^{l/2} \triangle T = \frac{\tau_0 l}{2 \cdot 2} b = \Omega b, \qquad (117)$$

în care Ω este suprafața diagramei eforturilor unitare principale de forfecare, rezultă că:

$$Z_0 = \frac{\Omega b}{\sqrt{2}} = \Omega_0 b, \tag{118}$$

în care Ω_0 este suprafața diagramei eforturilor unitare principale de întindere.

Diagrama eforturilor unitare principale de întindere (fig. 91) se așează astfel, încât baza ei să facă un unghi de 45° cu axa grinzii. Punctele extreme rezultă prin intersecția perpendicularelor duse până la baza ei din punctele extreme ale porțiunii considerate; ordonatele diagramei sunt aceleași cu ordonatele diagramei eforturilor unitare de forfecare. In acest fel, suma eforturilor principale de întindere Z_0, este egală cu produsul dintre suprafața diagramei și lățimea grinzii b.

Dacă tot efortul de întindere Z_0 trebue să fie preluat de bare ridicate, pentru un coeficient de siguranță în armătură k, secțiunea totală a tuturor barelor ridicate pe jumătate din deschiderea grinzii va fi:

$$F_0 = \frac{kZ_0}{\sigma_c} = \frac{k\Omega_0 b}{\sigma_c}. \tag{119}$$

Cunoscând secțiunea unei bare f_0, numărul de bare este $i = \frac{F_0}{f_0}$.

Numărul de bare obținut trebue să fie astfel distribuit, încât fiecăreia dintre ele să-i revină o parte egală din efortul Z_0. Deoarece însă atunci când b este constant Z_0 este proporțional cu suprafața diagramei eforturilor unitare principale de întindere, fiecărei bare trebue să-i revină aceeași porțiune din această suprafață.

In felul acesta, pentru a însemna pe axa neutră a grinzii punctele prin care trebue să treacă barele ridicate, urmează să se împartă suprafața diagramei în i fâșii egale, iar din centrul de greutate al fiecărei fâșii să se ducă o dreaptă cu un unghi de 45° față de axa neutră până la intersectarea cu aceasta din urmă (fig. 91).

b) *Calculul etrierilor*

Ipoteza inițială, potrivit căreia etrierii lucrează la forfecare în mod asemănător cu penele unei grinzi compuse sau cu niturile grinzilor metalice cu inima plină, s'a dovedit a fi greșită. Etrierii trebue să fie considerați ca niște montanți supuși la întindere ai unei grinzi cu zăbrele cu diagonale comprimate (din beton) înclinate spre mijlocul ei (fig. 92).

Etrierii se calculează la întinderea rezultată din componenta verticală a efortului înclinat și a cărei valoare poate fi obținută prin descompunerea lui ΔZ_0.

După cum se vede din figura 93, efortul care întinde etrierii, va fi egal cu cel de forfecare:

$$\Delta Z_e = \Delta T.$$

Dacă toate eforturile principale de întindere vor fi preluate de etrierl, pentru etrierii dintr'o jumătate din deschiderea grinzii va rezulta (fig. 91):

$$Z_e = \sum_{0}^{l/2} \Delta T = T = \Omega b,$$

Pentru o secțiune F_e a etrierilor dintr'un rând (în planul secțiunii transversale), numărul necesar de astfel de rânduri va fi:

$$i_e = \frac{Z_e k}{F_e \sigma^c} = \frac{\Omega b k}{F_e \sigma_e}$$

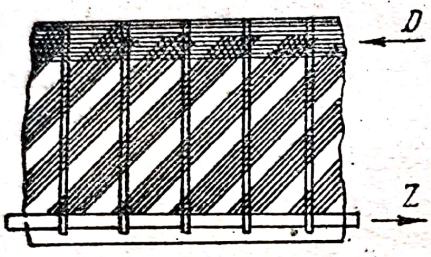


Fig. 92. Schema de lucru a etrierilor, prin analogie cu montanții care lucrează la întinderea unei grinzi cu zăbrele.

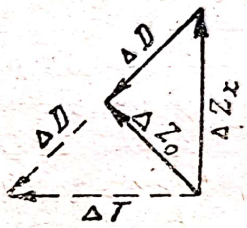


Fig. 93. Determinarea eforturilor în etrieri

După cum s'a arătat mai sus, este mai avantajos să se întrebuințeze *atât bare ridicate, cât și etrieri,* transmițând acestora din urmă o parte (cea mai mică) a eforturilor principale de întindere.

Etrierii se repartizează pe toată lungimea grinzii sau pe diferite porțiuni ale ei la distanțe egale cu a_e.

Partea din eforturile principale de întindere, care trebue să fie preluată de etrieri, se determină în felul următor:

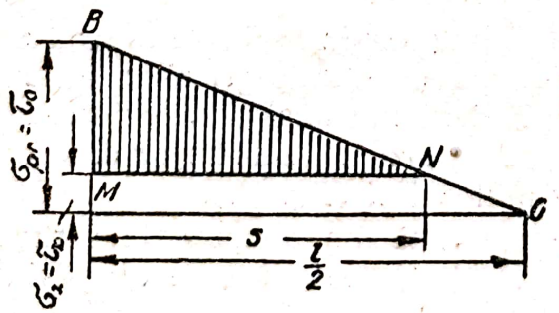


Fig. 94.

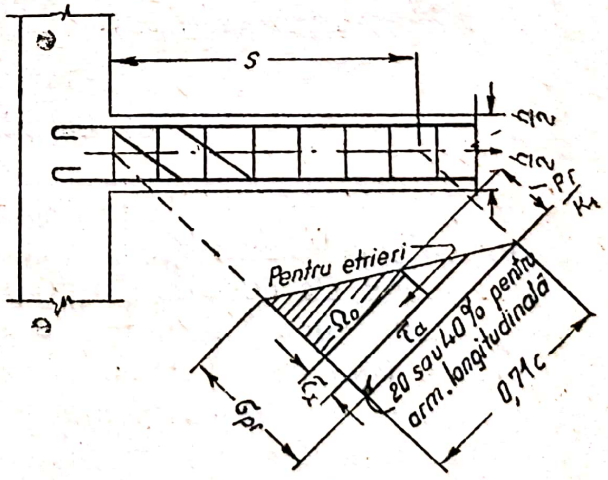


Fig. 95.

Dacă secțiunea totală a etrierilor dintr'un rând este egală cu F_e, distanța dintre etrieri a_e și limita de curgere a oțelului σ_c, efortul de întindere

admisibil în etrieri va fi egal cu cel de forfecare (efortul principal de întindere) în porțiunea a_e.

$$Z_e' = \frac{1}{k} F_i \sigma_c = b\, a_e \tau_e,$$

de unde partea din efortul unitar de forfecare (efortul unitar principal de întindere) din beton τ_e, transmis etrierilor, este

$$\tau_e = \sigma_e = \frac{F_e \sigma_c}{kba_e}. \qquad (120)$$

In acest fel, stabilind diametrul (secțiunea transversală) etrierilor și distanța dintre ei, se poate determina pe τ_e.

Dacă în diagrama eforturilor unitare de forfecare (fig. 94) se duce dreapta $M\,N$ paralel cu axa absciselor la distanța $\tau_e = \sigma_e$, egală cu efortul unitar transmis etrierilor, se determină porțiunea $M\,N = s$, în care, pentru preluarea eforturilor unitare principale de întindere sunt necesare pe lângă etrieri și bare ridicate.

Lungimea porțiunii s, între limitele căreia se prevăd bare ridicate și etrieri se determină, în cazul unei sarcini uniform distribuite pe o grindă simplu rezemată, din proporția:

$$s : \frac{l}{2} = (\tau_0 - \tau_e) : \tau_0,$$

de unde

$$s = \frac{(\tau_0 - \tau_e)}{\tau_0} \cdot \frac{l}{2} \qquad (121)$$

Pentru o sarcină uniform distribuită q kg/ml, o reacțiune la reazem de A kg și o forță tăietoare în punctul N, egală cu Q kg. distanța s pote fi determinată din proporția:

$$s : \frac{l}{2} = (A - Q) : A = (A - Q) : \frac{ql}{2},$$

de unde

$$s = \frac{A - Q}{q}. \qquad (121')$$

c) *Luarea în considerare a armăturii longitudinale*

Când se efectuează calculul după prescripțiile N și TU — 3 — 49, o parte din eforturile principale de întindere (20—40%) se transmite armăturii longitudinale (și nu betonului, după cum recomandau normele din

1934), iar cealaltă parte se transmite etrierilor și barelor ridicate. In acest caz, barele ridicate și etrierii trebue să fie așezați în porțiunile unde $\sigma_{pr} > \frac{R_t}{k_1}$ (fig. 95); în porțiunile unde $\sigma_{pr} \leq \frac{R_t}{k_1}$, eforturile unitare principale de întindere sunt însă preluate de beton, iar etrierii se așează constructiv.

Prescripțiile N și TU dau pe baza cercetărilor experimentale, următoarele indicații (punctul 78);

La reazemele extreme ale grinzilor încărcate cu sarcini uniform distribuite, dacă capetele armăturii întinse se termină cu ciocuri, la o distanță cuprinsă între 15 și 30 diametri dela marginea reazemului, cel puțin 80% din rezultanta eforturilor unitare principale trebue să fie preluată de bare ridicate și de etrieri (restul de 20% e preluat de armătura longitudinală).

In dreptul reazemelor extreme, dacă capetele armăturii întinse se termină cu ciocuri la o distanță mai mare decât 30 diametri dela marginea reazemului precum și în dreptul tuturor reazemelor intermediare ale grinzilor continue, cel puțin 60% din rezultanta eforturilor unitare principale trebue să fie preluată de bare ridicate și etrieri (restul de 40% este preluat de armătura longitudinală).

La grinzi cu sarcini concentrate, cel puțin 80% din rezultanta eforturilor unitare principale trebue să fie preluată cu bare ridicate și de etrieri (restul de 20% este preluat de armătura longitudinală).

Valoarea reală a eforturilor unitare principale de întindere, preluate de armătura longitudinală poate fi găsită ușor, de exemplu pentru cazul diagramei triunghiulare, prin rezolvarea a două ecuații.

Din asemănarea triunghiurilor (fig. 94, *a*) rezultă:

$$\frac{s}{0{,}5l} = \frac{\tau_0 - \tau_a}{\tau_0};$$

însă, deoarece $\Omega_a = 0{,}4\,\Omega$,

$$\frac{s + 0{,}5\,l}{2}\,\tau_a = 0{,}4\,\frac{\tau_0 \cdot 0{,}5\,l}{2};$$

de unde:

$$\tau_a = 0{,}225\,\tau_0 \approx 0{,}23\,\tau_0$$

și

$$s = 0{,}388\,l. \qquad (122)$$

Pentru $\Omega_a = 0{,}2\,\Omega$, $\tau_a = 0{,}105\,\tau_0 \approx 0{,}11\,\tau_0$ și $s = 0{,}452\,l$. (122')

In mod analog se poate determina valoarea τ_a și în cazul altor diagrame pentru eforturile unitare de forfecare. Valoriile τ_a pentru diferitele diagrame sunt date în tabela 19.

Tabela 19

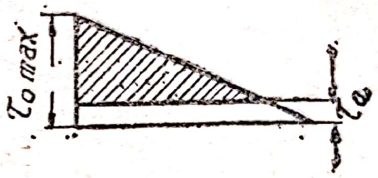
Valoarea lui τ_a în cazul diferitelor diagrame ale lui τ
(după N și TU-3—49)

I. *Diagrama triunghiulară*

1) $Z_a = 0{,}4\ Z_0$: $\tau_a = 0{,}225\ \tau_0 \approx 0{,}23\ \tau_0$:

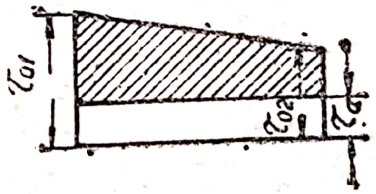
2) $Z_a = 0{,}2\ Z_0$: $\tau_a = 0{,}105\ \tau_0 \approx 0{,}11\ \tau_0$:

II. *Diagrama trapezoidală*



$Z_a = 0{,}2\ Z_0$; $\tau_a = 0{,}1\,(\tau_{01} + \tau_{02})$.

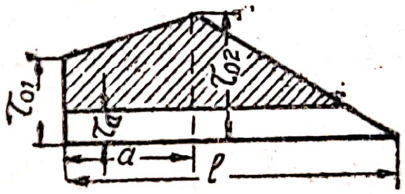
Pentru $\tau_a > \tau_{02}$ formula nu este utilizabilă și valoarea lui τ_a se determină grafic.



III. *Diagrama combinată*

$Z_a = 0{,}4\ Z_0$: $\tau_a = \varphi\ \tau_{02}$,

în care coeficientul φ are în funcție de $k_1 = \frac{a}{l}$ și $k_2 = \frac{\tau_{01}}{\tau_{02}}$ următoarele valori.



Coeficientul φ

k_2 \ k_1	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,20	0,229	0,229	0,230	0,232	0,234	0,234	0,234
0,30	0,234	0,235	0,237	0,239	0,242	0,244	0,246
0,40	0,239	0,242	0,246	0,248	0,250	0,253	0,256
0,50	0,244	0,248	0,252	0,256	0,260	0,264	0,268
0,60	0,249	0,254	0,260	0,265	0,270	0,275	0,280
0,70	0,254	0,262	0,268	0,273	0,278	0,284	0,290

Se menționează că, în diferitele țări, calculul armăturii la eforturile principale de întindere se face diferit. Pe lângă metoda adoptată în U.R.S.S. conform N și TU — 3 — 49, mai există trei metode de calcul pentru această armătură (fig. 96), și anume: a) metoda potrivit căreia barelor ridicate și etrierilor li se transmit toate eforturile principale de întindere, fără nicio

excepție, dacă eforturile unitare de forfecare depășesc o anumită limită; b) metoda care prevede că barelor ridicate și etrierilor li se transmite o parte din diagramă, despărțită printr'o verticală, iar restul din diagramă, acolo unde efortul unitar este mai mic decât cel admisibil, se transmite betonului; c) metoda potrivit căreia barelor ridicate și etrierilor li se transmite o parte din diagrama, care se desparte printr'o orizontală, restul, acolo unde eforturile unitare sunt mai mici decât cele admisibile, se transmite betonului.

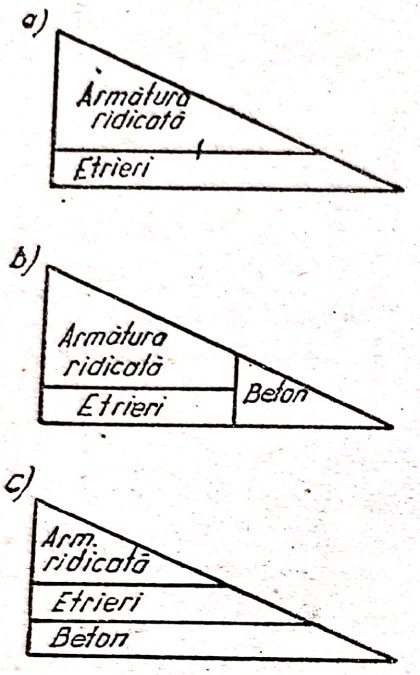


Fig. 96. Diferite scheme de calcul la eforturi principale de întindere

In U.R.S.S. se practicau până în 1939 toate aceste metode, însă s'a constatat că cea mai corectă și mai economică este cea adoptată de N și TU—3—49 în vigoare. Aceasta s'a dovedit prin prelucrarea rezultatelor unei serii de experiențe efectuate în cadrul Institutului ȚNIPS.

In ce privește poziția liniei de bază (baza), cu ajutorul căreia se repartizează barele ridicate, existau diferite păreri. Inițial aceasta se lua la aceeași înălțime ca și axa neutră, după cum se arată în figura 91. In prezent, aceasta se ia dreptul mijlocului grinzii (fig. 95) din cauză că barele ridicate trebue să preia eforturile unitare principale de întindere nu numai din dreptul axei neutre, ci pe toată înălțimea grinzii;

d) Impărțirea diagramei $\tau_0 = \sigma_{pr.}$

Revenind la cazul cel mai simplu — grinda simplu rezemată pe două reazeme, în cele ce urmează se va repartiza etrierii și barele ridicate după metoda recomandată de N și TU — 3 — 49 (fig. 97).

Cu valoarea găsită în dreptul reazemului pentru $\tau_0 = \sigma_{pr}$ se construește diagrama eforturilor unitare principale de întindere, raportând-o la axa care trece prin mijlocul înălțimii grinzii, începutul ei fiind la marginea reazemului.

Determinând după tabela 19 partea eforturilor principale de întindere care se transmit armăturii longitudinale, se separă din suprafața diagramei eforturilor unitare principale o fâșie de lățimea egală cu τ_a; apoi, calculând pe τ_e din formula (120), se determină cea de a doua fâșie cu lățimea τ_e, care se transmite etrierilor. Suprafața rămasă a diagramei în porțiunea unde $\sigma_{pr} > \frac{R_t}{k_1}$, se împarte, în cazul când barele ridicate au același diametru, în părți egale în funcție de numărul barelor pe care le ridicăm — în cazul când barele se ridică numai câte una, într'o secțiune — (în fig. 97 — trei bare ridicate).

Suprafața trapezului poate fi împărțită în părți egale, în felul următor: pe baza $A\,B$ luată ca diametru, se descrie un semicerc, iar din punctul B se descrie un arc de cerc cu raza $B\,D$ până la intersecția cu circumferința

în punctul *G;* din acest punct se duce dreapta *G H* paralelă cu *A B* până la intersecția cu prelungirea laturii *A C;* apoi se împarte segmentul de dreaptă *G H* într'un număr de părți egale cu numărul barelor ridicate (3); din punctele de diviziune se ridică perpendiculare până la intersecția cu

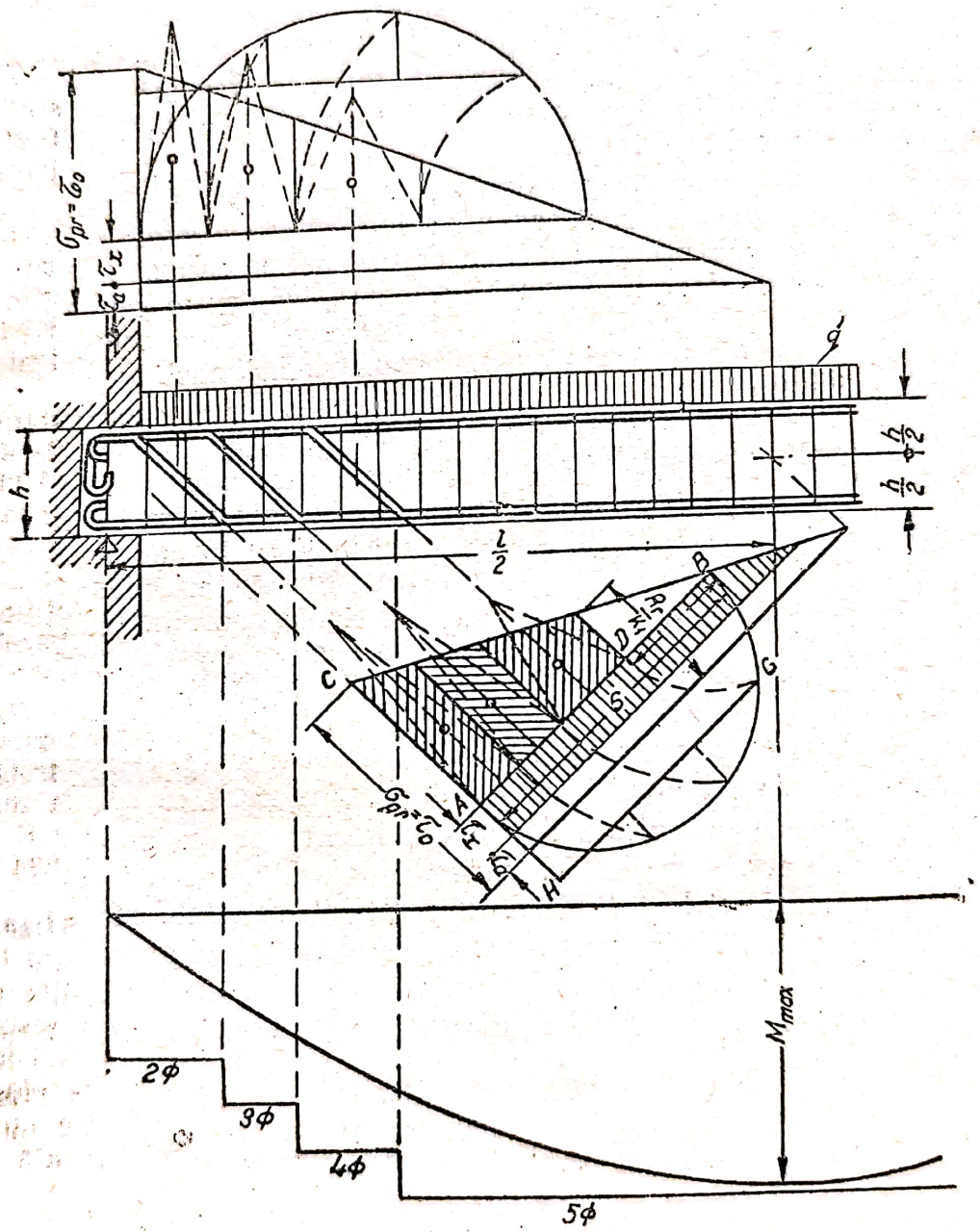


Fig. 97. Împărțirea diagramei eforturilor unitare principale de întindere

semicercul, iar din vârful *B* ca centru, se descrie arce care trec prin punctele de intersecție ale perpendicularelor cu semicercul, până când întâlnește baza *A B;* în sfârșit, din punctele de diviziune ale bazei *A B* se ridică perpendiculare care vor împărți suprafața diagramei în părți egale[1]).

[1]) Justificarea, a se vede C. V. Sahnovschi, Construcții de beton armat, Editura tehnico-științifică de Stat, 1932, p. 161.

Dacă barele ridicate au diametri diferiți sau dacă în diferite secțiuni se prevede un număr diferit de bare ridicate, segmentul de dreaptă GH nu se împarte în părți egale, ci în părți proporționale cu secțiunile barelor ridicate.

Pentru a găsi centrele de greutate ale fiecărui trapez în parte, se poate proceda în modul următor. Una dintre laturile neparalele ale fiecărui trapez se împarte în trei părți egale, prin punctele obținute și prin vârfurile opuse ale trapezului, ducându-se drepte până la intersectarea lor reciprocă; prin punctele de intersecție se duc dreptele (cu un unghi de 45°) pentru determinarea poziției barelor ridicate.

Deoarece odată cu apropierea de mijlocul grinzii eforturile unitare principale de întindere scad, în unele cazuri este posibil ca barele să fie așezate prea rar. In aceste cazuri, este util ca pentru barele care se ridică în dreptul reazemelor să se aleagă diametri mai mari, iar pentru cele așezate mai aproape de mijlocul grinzii, diametri mai mici.

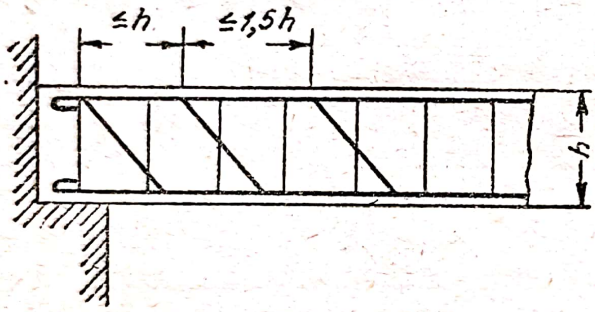


Fig. 98. Distribuția barelor ridicate în grindă

Conform prescripțiilor N și TU, distanța dintre barele ridicate dealungul grinzii nu trebue să fie mai mare decât înălțimea grinzii h; în anumite cazuri, începând cu cea de a treia bară ridicată, pornind dela reazeme, această distanță poate fi mărită până la 1,5 din înălțimea grinzii (fig. 98).

Se observă că etrierii și barele ridicate se pot calcula și repartiza, luând drept punct de plecare diagrama eforturilor de forfecare, cu condiția însă ca secțiunea transversală rezultată a barelor ridicate să fie împărțită cu $\sqrt{2}$. Totodată trebue să se rețină că atât barele ridicate, cât și etrierii nu lucrează la forfecare, ci la întindere. In acest fel, se poate construi în locul diagramei eforturilor unitare principale de întindere diagrama eforturilor unitare de forfecare, luând ca bază linia orizontală, ceeace este mult mai comod. O astfel de construcție a diagramei este reprezentată în figura 97, sus.

a) *Construcția diagramei armăturii*

La ridicarea barelor trebue să se observe ca armătura de rezistență care rămâne neridicată să corespundă cu momentele încovoietoare în dreptul punctelor de ridicare a barelor, iar porțiunile drepte ale barelor ridicate la reazeme să fie oprite la partea superioară, în locul unde acestea nu mai sunt necesare, conform calculului pentru preluarea momentului dela reazem.

In acest scop, se construește diagrama momentelor maxime și minime din forțele exterioare și diagrama momentelor forțelor interioare, ale cărei ordonate se calculează în funcție de existența reală a armăturii întinse din grindă. Această din urmă se numește „diagrama momentelor capabile".

Construirea diagramei momentelor maxime şi minime se face în funcţie de metoda de determinare a momentelor — adică dacă s'a ţinut sau nu seama de redistribuirea eforturilor din cauza deformaţiilor plastice, (vezi § 21, punctul 1).

Pentru construirea diagramei armăturii se determină momentele forţelor interioare pe care grinda le poate prelua în fiecare secţiune cu armătura întinsă existentă în secţiunea respectivă. Aceste momente se determină din formula:

$$M = \frac{F_a \sigma_c z}{k} \qquad (123)$$

în care braţul cuplului interior al forţelor se ia, pentru secţiunea dreptunghiulară, egal cu $z = 0{,}9\, h_0$, iar pentru secţiunea în T, se ia $z = h_0 - 0{,}5\, h_p$.

Intr'o *grindă cu secţiune constantă,* mărimea braţului z variază puţin (din cauza variaţiei coeficientului de armare) şi se consideră cu aproximaţie constantă; din această cauză, valoarea momentului în diferitele secţiuni variază numai în funcţie de secţiunea armăturii.

Deaceea, diagrama armăturii pentru astfel de grinzi este o diagramă în trepte cu părţi orizontale şi cu denivelări brusce verticale, în dreptul locurilor unde se ridică sau se opresc barele armăturii; înălţimea denivelărilor este proporţională cu suprafeţele secţiunii barelor care nu mai lucrează la momentul încovoietor. Barele superioare pe care le oprim se continuă dela locul de oprire (teoretic) cu 20 de diametri în cazul când se întrebuinţează bare netede cu ciocuri şi cu 25 de diametri în cazul barelor cu profil periodic care nu sunt prevăzute cu ciocuri la capete. La *grinzile cu vute,* diagrama armăturii are, pe toată lungimea vutelor pentru aceeaşi secţiune a armăturii, porţiuni înclinate cu denivelări verticale în dreptul punctelor unde se schimbă secţiunea armăturii. In acest caz, la determinarea momentelor forţelor interioare, la începutul şi la sfârşitul porţiunilor îmbinate se înlocuesc valorile respective ale braţului cuplului de forţe interioare.

Diagrama momentelor capabile nu trebue să pătrundă nicăieri în interiorul diagramei momentelor, adică pretutindeni diagrama armăturii trebue să acopere diagrama momentelor şi, cu cât prima diagramă se apropie mai mult de cea de a doua, cu atât mai economic este alcătuită grinda.

Mai departe se vor indica prin exemple atât repartiţia barelor ridicate, cât şi construcţia diagramei momentelor capabile la grinzile continue, pentru cazul sarcinilor uniform distribuite şi al sarcinilor concentrate.

Calculul armăturii la forfecare se execută în general, pentru o poziţie teoretică a sarcinilor, care în realitate, nu se produce întotdeauna. Deaceea, la calculul grinzilor clădirilor industriale şi civile, repartiţia exactă a barelor ridicate şi a etrierilor, necesitând timp mult pentru calcul, se face deobicei, numai în cazuri excepţionale, de exemplu pentru grinzi de rulare. In mod obişnuit însă, când constructorul are o practică îndelungată, repartizarea barelor ridicate poate fi făcută corect, din punct de vedere tehnic şi fără a construi diagrama, urmând indicaţiile din N şi TU (vezi fig. 98).

Scanned with OKEN Scanner

§. 17. CALCULUL ARMĂTURII TRANSVERSALE DUPĂ STADIUL DE RUPERE
(Calculul după secțiunile înclinate)

1. Cele două condiții de rezistență după secțiunile înclinate

Lipsa unei metode corespunzătoare de calcul a barelor ridicate și a etrierilor constituia până nu de mult unul dintre obstacolele principale în crearea teoriei complecte de calcul a elementelor de beton armat după eforturile de rupere. Cercetările teoretice și experimentale efecutate de Institutul ȚNIPS (M. S. Borișanschi) au permis elaborarea unei metode de calcul[1]) care totuși este recomandată de N și TU—3—49 numai pentru calculul armăturii transversale la elementele de beton armat monolitic sau prefabricat, armate cu carcase sudate.

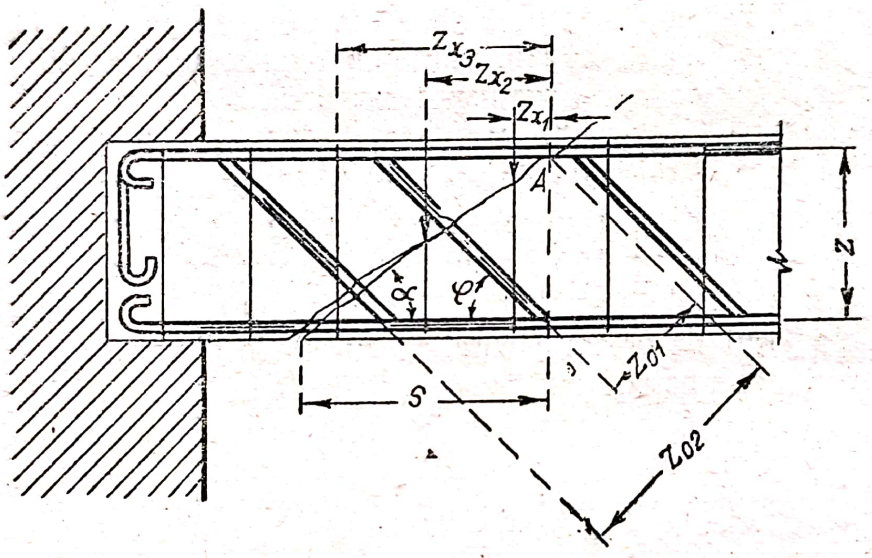


Fig. 99.

După cum se știe, vechea metodă de calcul la eforturile principale nu dă o soluție corectă; deobicei, secțiunea acestei armături rezultă exagerată, iar uneori, dimpotrivă, insuficientă. Calculele arată că noua metodă nu permite avantaje economice mari la elementele de construcții de beton armat obișnuit: ea este însă, fără îndoială indicată pentru tipurile cele mai noi de construcții și anume acelea din beton precomprimat, precum și cele cu armătură rigidă.

Dacă iau naștere forțe tăietoare, ruperea elementului (a grinzii) se produce deobicei după secțiuni înclinate. Odată cu apariția fisurii înclinate, s'ar putea spune că grinda se împarte în două părți unite prin betonul din zona comprimată și prin armătura — longitudinală și transversală, — care intersectează fisura oblică (fig. 99).

Odată cu creșterea sarcinii, fisura înclinată se deschide și se produce ruperea grinzii, rupere provocată de una din următoarele două cauze:

[1]) M. S. Borișanschi: Calculul barelor ridicate și al etrierilor la elementele de beton armat, în funcție de stadiul de rupere, Stroiizdat, 1946.

1) rezistența armăturii a fost învinsă și se produce rotirea reciprocă a ambelor părți ale grinzii în jurul articulației comune, așezate în zona comprimată, care, în cazul desvoltării în continuare a fisurii se scurtează și se rupe, iar armătura curge sau, în cazul unei ancorări slabe, este smulsă afară. Acest fenomen este asemănător aceluia de rupere a grinzii dealungul fisurii verticale în cazul încovoierii pure.

2) dacă există o armătură longitudinală puternică și bine ancorată, zona comprimată cedează sub influența comună a eforturilor de compresiune și de forfecare.

Pentru ca să nu se producă ruperea grinzii dealungul fisurii înclinate, trebue să fie satisfăcute două condiții de rezistență la limită:

1) condiția de rezistență cu privire la ruperea grinzii dealungul fisurii înclinate: momentul M al forțelor exterioare în raport cu centrul zonei comprimate a betonului înmulțit cu coeficientul de siguranță k nu trebue să fie mai mare decât momentul (în raport cu același punct) al eforturilor limită din armătura longitudinală, din barele ridicate și din etrierii, care sunt intersectați de fisura înclinată,

$$kM \leq Z_a z + \sum Z_0 z_0 + \sum Z_e z_e = F_a \sigma_a z + \sum f_0 \sigma_0 z_0 + \sum f_e \sigma_e z_e; \quad (124)$$

2) condițiile de rezistență la forfecare a zonei comprimate: forța tăietoare Q, înmulțită cu coeficientul de siguranță k_1, nu trebue să fie mai mare decât suma proiecțiilor verticale ale eforturilor limită din barele ridicate și din etrierii intersectați de către fisură și decât rezistența (la forfecare sau la compresiune după direcția înclinată) betonului zonei comprimate de deasupra fisurii înclinate:

$$k_1 Q \leq \sum Z_0 \sin\varphi + \sum Z_e + Q_b = \sum f_0 \sigma_0 \sin\varphi + \sum f_e \sigma_e + Q_b \quad (125)$$

Să examinăm valorile care intră în aceste două condiții.

Valoarea momentului $k\,M$, care acționează în secțiunea înclinată, este egală cu momentul tuturor forțelor exterioare așezate de o parte a fisurii înclinate (secțiunii) în raport cu centrul de greutate al zonei comprimate, așezat în continuarea fisurii înclinate.

Valoarea forței transversale $k_1 Q$, care acționează în secțiunea înclinată, este egală cu suma proiecțiilor pe normala la axa grinzii a tuturor forțelor exterioare, așezate de o parte a fisurii înclinate (secțiunii). Valorile $k\,M$ și $k_1 Q$, care acționează în secțiunea înclinată, nu se pot determina din diagramele obișnuite. Din cauza direcției înclinate a fisurii, trebue să se facă distincție, dacă sarcinile sunt aplicate deasupra fisurii sau sub fisură (fig. 99); acestea din urmă nu fac parte din forțele așezate de partea stângă a fisurii.

In formule (124) și (125):

F_a și σ_a reprezintă secțiunea și efortul unitar al armăturii longitudinale;

f_0 și σ_0 — secțiunea și efortul unitar în barele ridicate, așezate în același plan;

f_e și σ_e — secțiunea totală de forfecare a etrierilor, așezați în același plan și efortul unitar din etrieri;

φ — unghiul de înclinare al barelor ridicate față de axa elementului;

z, z_0, z_e — brațele de pârghie ale eforturilor din barele armăturii longitudinale, din barele ridicate și din etrieri, în raport cu centrul de greutate al zonei comprimate a betonului;

k și k_1 — coeficienții de siguranță luați din tabela 7;

Q_b — forța tăietoare preluată de betonul de deasupra fisurii înclinate.

Eforturile unitare din barele ridicate σ_0 și din etrieri σ_e se iau cele limită: în realitate, eforturile din barele ridicate și din etrierii care sunt intersectați de către fisură în apropierea zonei comprimate, din cauza unei deschideri mici a fisurii în acel loc, pot să nu atingă valorile limită. Adoptarea unei rezistențe mai mari a barelor ridicate și a etrierilor care intersectează fisura înclinată în apropierea zonei comprimate introduce în prima condiție (124) o eroare care poate fi neglijată din cauza mărimilor reduse ale brațelor z_0 și z_e: pentru cea de a doua condiție (125), această influență va fi mai mare și va fi luată în considerare prin adoptarea unui coeficient de siguranță k mai mare, nu numai pentru beton, care lucrează la forfecare, dar și pentru armătura transversală.

Trebue menționat că ruperea grinzii după secțiunea înclinată poate fi mai periculoasă decât ruperea dealungul fisurii verticale. Acest pericol poate fi mult redus dacă se vor lua o serie de măsuri de ordin constructiv, de exemplu ancorând bine armătura longitudinală și renunțând la oprirea acestei armături în câmp, printr'o corectă dispunere a barelor ridicate.

După cum au dovedit experiențele, forța tăietoare Q_b preluată de beton depinde de înclinarea fisurii oblice și crește odată cu creșterea unghiului de înclinare. M. S. Borișanschi, a propus să se exprime Q_b prin formula empirică:

$$Q_b = \frac{0{,}15 b h_0^2 R_i}{s}, \qquad (126)$$

în care $s = z \operatorname{ctg} \alpha$ este proecția orizontală a fisurii;

α — unghiul de înclinare al acesteia față de axa barei.

Coeficientul 0,15 s'a luat acoperitor: el dă valorile lui Q_b, care sunt mai reduse decât datele medii experimentale.

2. Calculul la forța tăietoare

a) *Determinarea eforturilor preluate de către armătura transversală*

Folosirea directă a condițiilor (124) și (125) pentru verificarea rezistenței grinzilor ar cere o muncă foarte laborioasă. In complectarea metodei elaborate de Institutul ȚNIPS pentru calculul barelor ridicate și a etrierilor a fost elaborată de Institutul KTIS tehnica aplicării practice a acesteia.

Inainte de toate trebue să fie satisfăcută cea de a doua condiție (125) și anume condiția rezistenței zonei comprimate de beton la capătul fisurii înclinate. Fie p încărcarea pe unitatea de lungime aplicată pe suprafața superioară a grinzii; Q_0, forța tăietoare la începutul porțiunii și q, proecția

verticală a efortului pe unitatea de lungime, care este preluată de către armătura transversală — etrieri și bare ridicate.

Orice diagramă a forțelor tăietoare poate fi împărțită exact sau cu suficientă aproximație în porțiuni trapezoidale.

Să studiem cazul când fisura înclinată apare între limitele unei porțiuni trapezoidale a diagramei forțelor tăietoare (fig. 100, *a*) și intersectează armăturile superioară și inferioară, la distanțele x_1 și x_2 considerate dela începutul porțiunii, astfel încât lungimea proiecției orizontale a fisurii să fie: $s = x_1 - x_2$.

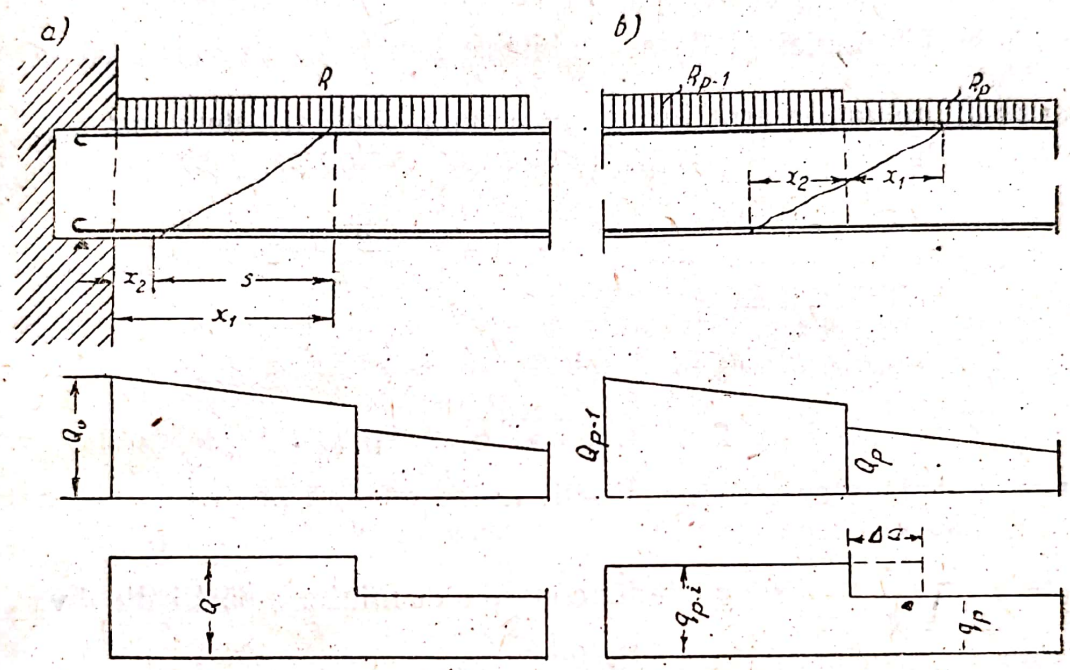


Fig. 100.

Cu aceste notații, condiția a doua (125) va putea fi transcrisă în modul următor:

$$k_1 Q_0 - k_1 p x_1 \leq q\,(x_1 - x_2) + Q_b,$$

în care $k_1\,(Q_0 - p x_1)$ este forța tăietoare la partea superioară a fisurii înclinate.

Introducând notația:

$$Q_b = \frac{0{,}15 b h_0^2 R_i}{s} = \frac{B}{x_1 - x_2},$$

se obține:

$$k_1 Q_0 - k_1 p\, x_1 \leq q\,(x_1 - x_2) + \frac{B}{x_1 - x_2}$$

sau

$$k_1 Q_0 \leq \frac{B}{s} + (q + k_1 p)\, s + k_1 p\, x_2 \qquad (127)$$

Inclinarea periculoasă a fisurii oblice se determină cu ajutorul acestei ecuații pentru valoarea minimă a termenului din dreapta. Presupunând că p este cunoscut, iar x_2 rămâne constant, se egalează cu zero prima derivată a părții din dreapta în raport cu s:

$$-\frac{B}{s^2}+(q+k_1p)=0,$$

de unde

$$s=\sqrt{\frac{B}{q+k_1p}} \qquad (128)$$

Cu ajutorul formulei (128) se stabilește înclinare cea mai periculoasă a fisurii oblice.

Efortul q, preluat de armătura transversală, poate fi determinat pornind dela aceeași ecuație (127); substituind în ea valoarea găsită a lui s, se obține:

$$k_1Q_0 \leq \frac{B}{\sqrt{\frac{B}{q+k_1p}}}+(q+k_1p)\sqrt{\frac{B}{q+k_1p}}+k_1p\,x_2.$$

sau

$$k_1Q_0 \leq 2\sqrt{B\,(q+k_1p)}+k_1p\,x_2\,.$$

Partea dreaptă a acestei inegalități devine minimă pentru $x_2=0$, adică atunci când fisura începe dela marginea reazemului. Având însă în vedere că formula $s=\sqrt{\frac{B}{q+k_1p}}$ s'a găsit din condiția de minim a părții din dreapta, inegalitatea se transformă în egalitatea:

$$k_1Q_0=\sqrt{B\,(q+k_1\,p)}$$

sau

$$(k\,Q_0)^2=4\,B\,q+4\,B\,k_1\,p,$$

de unde se găsește:

$$q=\frac{(k_1Q_0)^2}{4B}-k_1p,$$

sau

$$q=\frac{(k_1Q_0)^2}{0{,}6bh_0^2R_i}-k_1p, \qquad (129)$$

în care k_1 este coeficientul de siguranță adoptat pentru cea de a doua condiție (125).

Folosind formula (129), se poate da formulei (128) o formă mai comodă pentru calcul:

$$s=\sqrt{\frac{B}{q+k_1p}}=\sqrt{\frac{B}{\frac{(k_1Q_0)^2}{4B}-k_1p+k_1p}}\sqrt{\frac{4B^2}{(k_1Q_0)^2}}=\frac{2B}{k_1Q_0}$$

sau

$$s = \frac{2 \cdot 0{,}15 b h_0^2 R_i}{k_1 Q_0} = \frac{0{,}3 b h_0^2 R_i}{k_1 Q_0} \cdot \qquad (128')$$

In acest fel, dacă armătura transversală a fiecărei porţiuni de grindă poate prelua efortul q, cea de a doua condiţie (125) şi, prin urmare, şi rezistenţa zonei comprimate la forfecare (perpendiculară pe axa grinzii), vor fi asigurate.

Trebue să remarcăm că pentru majoritatea elementelor de construcţie, la determinarea valorii de calcul a forţei tăietoare care acţionează dealungul secţiunii înclinate, se poate neglija încărcarea aşezată în limitele proiecţiei înclinate (deoarece aceasta poate lipsi) şi reducerea valorii forţei tăietoare. Deaceea, în formula (129) $k_1 p$ se ia deobicei egală cu zero şi este păstrată numai în cazul când există în realitate o sarcină distribuită (de exemplu presiunea hidrostatică, subpresiunea terenului etc.).

Dacă porţiunea trapezoidală a diagramei forţelor tăietoare are o asemenea lungime, încât fisura cea mai periculoasă nu poate apărea în limitele acestei porţiuni, forţa q, calculată cu ajutorul formulei (129), va fi mai mare decât aceea, care trebue să fie preluată în realitate de armătură.

Considerând fisura care începe în porţiunea $n-1$ şi se termină în sectorul n (fig. 100, b), se poate stabili, plecând dela ecuaţia (125), condiţiile în care pentru astfel de fisuri, nu va fi necesară întărirea armăturii transversale.

In urma cercetărilor s'a găsit că, în cazul unei astfel de fisuri, rezistenţa zonei comprimate va fi asigurată dacă:

$$q_{n-1} - q_n - k_1 p_n > 0 \cdot \qquad (130)$$

Dacă această condiţie nu este însă satisfăcută, va fi necesar să se mărească secţiunea armăturii pe o distanţă oarecare $\triangle a$ a porţiunii n, luând-o după mărimea $q_n - 1$, iar nu după qn.

Lungimea $\triangle a$ se exprimă cu formula:

$$\Delta a = \frac{q_n - q_{n-1} + k_1 p}{k_1 p_n} \cdot \frac{0{,}3 b h_0^2 R_i}{k_1 Q_n}, \qquad (131)$$

în care

$$q_n - q_{n-1} + k_1 p_n = A > 0 \qquad (132)$$

Instrucţiunile I—122—50[1]) recomandă ca aceste formule să fie aplicate numai în cazurile rare, când în două porţiuni învecinate ale unei grinzi, încărcate cu o sarcină uniform distribuită, secţiunea armăturii transversale pe unitatea de lungime a grinzii este variabilă. In acest caz, dacă are loc inegalitatea (132), porţiunea cu secţiunea mai mare a armăturii transversale se prelungeşte cu porţiunea $\triangle a$ dincolo de planul acelei secţiuni în care, potrivit calculului la forţa tăietoare Q_n, se poate lua o secţiune mai mică a armăturii transversale.

[1]) Instrucţiuni cu privire la folosireaa carcaselor sudate şi a plaselor sudate la construcţiille de beton armat (I-122—50). Stroiizdat, 1951.

In cele arătate până acum s'a studiat cazul, când sarcina este aplicată la partea superioară a grinzii. Placa se poate găsi însă și la partea de jos a grinzii; în acest caz, sarcina uniform distribuită va fi aplicată pe suprafața inferioară a grinzii și forța tăietoare, preluată de secțiunea înclinată, va fi mai mare decât în cazul precedent, cu mărimea sarcinii care acționează direct în limitele proiecției secțiunii înclinate; în consecință, și mărimea q va crește cu $k_1 p$ și, în conformitate cu formula (129), va fi egală cu:

$$q = \frac{(k_1 Q_0)^2}{0{,}6\, b h_0^2 R_i}. \qquad (133)$$

Atunci când la partea inferioară a grinzii sunt aplicate sarcini concentrate, pentru secțiunile înclinate care încep la reazem și se termină înaintea primei sarcini concentrate, condiția de bază (125) rămâne aceeași ca și pentru cazul când sarcinile acționează pe fața superioară a grinzii. Pentru secțiuni înclinate care se termină dincolo de prima sarcină concentrată, dacă încărcarea se aplică la partea inferioară a grinzii, forța tăietoare crește cu mărimea sarcinii corespunzătoare și rămâne aceeași, ca și în secțiunea înclinată care trece pe porțiunea dintre reazem și sarcină. In acest caz, armătură transversală de calcul trebue să fie continuată pe porțiunea considerată dincolo de sarcina P, pe o lungime egală cu $\triangle a = \frac{k_1 P}{q}$.

b) *Calcul etrierilor*

La calculul grinzilor, pentru a satisface condiția (125), este adeseori suficient să avem numai etrieri. In aceste cazuri ($q = q_e$), secțiunea etrierilor (într'o secțiune a grinzii) se determină din formula:

$$F_a = \frac{q_e a_e}{\sigma_c}, \qquad (134)$$

în care a_e este distanța dintre etrieri.

In cazul armării elementelor cu carcase sudate, suprafața secțiunii barelor verticale transversale se determină, pentru unitatea de lungime a grinzii, cu ajutorul formulei:

$$f_e = \frac{q_e}{\sigma_c}. \qquad (135)$$

Mărimea efortului q_a în etrieri sau în barele transversale, pe unitatea de lungime a elementului, se găsește deobicei cu formula (129) pentru $k_1 p = 0$, adică din formula (133).

Numai în cazul când există efectiv sarcini distribuite continuu, mărimea q_e poate fi determinată cu ajutorul formulei (129).

Dacă există bare ridicate, se recomandă ca etrierii să fie astfel calculați, încât efortul q_e, pe care aceștia îl pot prelua să nu fie mai mic decât $q_e = 0{,}5\, q$, unde q, se găsește din formulele (129) sau (133).

Forța tăietoare Q_{eb}, care poate fi preluată numai de etrieri și beton va fi, pornind dela formula (129);

$$k_1 Q_{eb} = Q_b + k_1 Q_e = \sqrt{0{,}6\ b\ h_0^2\ R_i\ (q_e + k_1\ p)} =$$

$$= \sqrt{0{,}6\ b\ h_0^2\ R_i\ (q + k_1\ p)\ \frac{q_e + k_1 p}{q + k_1 p}} \qquad (136)$$

sau

$$k_1 Q_{eb} = k_1 Q_0 \sqrt{\frac{q_e + k_1 p}{q + k_1 p}} \qquad (137)$$

Pentru $q_e \geqslant 0{,}5\ q$, partea de sub radical din membrul drept va fi:

$$\sqrt{\frac{q_e + k_1 p}{q + k_1 p}} \geqslant \frac{1}{\sqrt{2}} \approx 0{,}7,$$

adică betonul și etrierii pot prelua cel puțin 70% din forța tăietoare de rupere.

Pentru $k_1 p = 0$, formula (136) devine:

$$K_1\ Q_{eb} = Q_b + k_1 Q = \sqrt{0{,}6\ b h_0^2\ R_i\ q_e} \qquad (138)$$

în care

$$q_e = \frac{F_e\ \sigma_c}{a_e}\ . \qquad (139)$$

c) *Calculul barelor ridicate*

La calcul barelor ridicate se pornește dela valoarea forței tăietoare:

$$k_1 Q_{0c} = k_1 Q - (Q_b + k_1 Q_e) = k_1 Q - \sqrt{0{,}6\ b\ h_0^2\ R_i q_e}$$

$$= k_1 Q\ \frac{0{,}15 b h_0^2 R_i}{s} - q_e s, \qquad (140)$$

în care $k_1 Q$ este forța tăietoare maximă pentru secțiunea verticală la începutul secțiunii înclinate considerate, iar s este proiecția fisurii înclinate periculoase.

Secțiunea barelor ridicate așezate într'un plan se determină din formula:

$$F_0 = \frac{k_1 Q_{0c}}{\sigma_c \sin \varphi} = \frac{k_1 Q_{0c}}{0{,}71 \sigma_c}\ . \qquad (141)$$

La calculul barelor ridicate în mai multe plane, mărimea forței tăietoare $k_1 Q$ pentru formula (140) se ia (fig. 101):

a) pentru barele ridicate din primul plan, egală cu forța tăietoare dela marginea reazemului;

b) pentru barele ridicate din fiecare plan următor, egală cu forța tăietoare din punctul inferior al planului anterior (mai aproape de reazem) al barelor ridicate.

In cazul sarcinilor mobile, calculul barelor ridicate și al etrierilor trebue să se facă după diagrama acoperitoare a lui Q, ținându-se seamă de sarcina convențională pe metrul liniar p; p este tangenta diagramei de acoperire Q, adică $p = \frac{dQ}{dx}$.

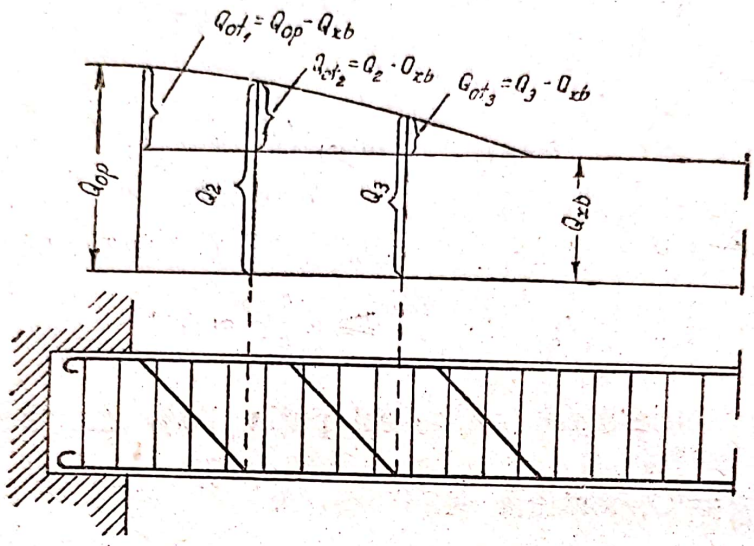


Fig. 101.

d) *Determinarea distanței maxime dintre barele ridicate și etrieri*

Examinând ecuația (140), se poate observa că membrul ei drept este o funcție s și pentru valori mici ale lui s, aceasta va fi negativă, adică pe porțiuni scurte pot lipsi barele ridicate. Lungimea maximă a acestor porțiuni se determină în ipoteza că pe acestea nu există etrieri, iar forța tăietoare în secțiunea înclinată dintre doi etrieri trebue să fie preluată în întregime numai de beton.

In aceste condiții:

$$k_1 Q = Q_b = \frac{0{,}15\, b h_0^2 R_i}{s},$$

de unde

$$s \leq 0{,}15\, \frac{b h_0^2 R_i}{k_1 Q}$$

Această valoare practic va fi și mai mică dacă se ține seama de inexactitatea posibilă la fasonarea și montarea barelor (barele ridicate și etrierii).

Deaceea, se poate lua lungimea porțiunii fără bare ridicate, precum și distanța dintre etrieri a_e, cel mult egale cu u_0, determinat cu formula:

$$u_0 = 0{,}1\, \frac{b h_0^2 R_i}{k_1 Q} \approx 0{,}1\, h_0\, \frac{R_i}{k_1 \sigma_{pr}} \qquad (142)$$

In conformitate cu aceasta, se consideră că distanța dela verticala care trece prin marginea reazemului (intermediar) până la partea superioară a

primei bare ridicate, precum și distanțele dela verticală care trec prin partea inferioară a unei bare ridicate oarecare până la partea superioară a barei ridicate următoare, nu trebue să fie mai mari decât u_0 (fig. 102, *a*). Distanța dintre barele ridicate (dealungul armăturii inferioare) pentru o înclinare de 45°, trebue să satisfacă condiția:

$$u_1 \leq u_0 + h_0 - a' \qquad (143)$$

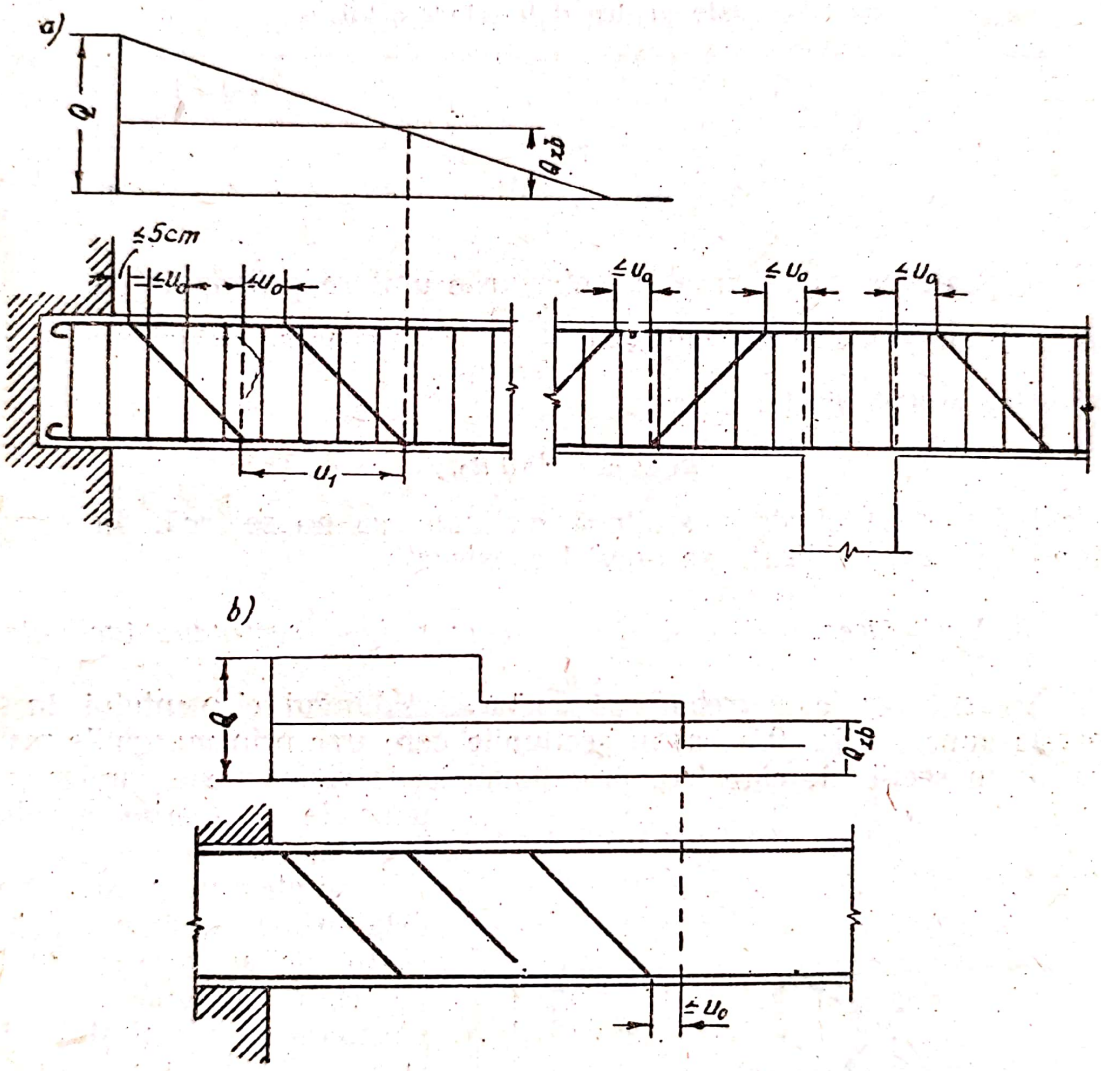


Fig 102. Poziția barelor ridicate:
a — poziția reciprocă a barelor ridicate și așezarea ultimei bare ridicate în ipoteza sarcinii uniform distribuite; b — așezarea ultimei bare ridicate în ipoteza sarcinilor concentrate

Punctul inferior al ultimei bare ridicate, în ipoteza unei sarcini uniform distribuite, nu trebue să fie așezat mai aproape de reazem decât punctul de intersecție al diagramei forțelor tăietoare cu diagrama $Q_{eb} = \frac{Q_b}{k_1} + Q_e$ (fig. 102, *a*).

In cazul unor sarcini concentrate, punctul inferior al ultimei bare ridicate (fig. 102, *b*) poate fi așezat mai aproape de reazem cu cel mult u_0, decât punctul de intersecție al diagramei forțelor tăietoare cu diagrama Q_{eb}.

Scanned with OKEN Scanner

In tabela 20 sunt date valorile u_0/h_0 în funcție de valorile parametrului $\frac{k_1 Q}{b h_0 R_i}$, care se găsește cuprins între limitele:

$$\frac{1}{3} \geqslant \frac{k_1 Q}{b\, h_n R_i} > \frac{1}{10}. \qquad (144)$$

Tabela 20

Date pentru determinarea lui u_0

$\frac{k_1 Q}{b\, h_0 R_i}$	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7	1/8	1/9	1/10
$\frac{u_0}{h_0}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Se poate ca atâta timp cât eforturile unitare principale de întindere, calculate cu formula convențională $\frac{k_1 Q}{b\, h_0}$ nu depășesc rezistența de rupere R_t, adică atunci când

$$k_1 Q \leqslant R_t\, b\, h_0, \qquad (145)$$

calculul rezistenței după secțiuni înclinate să nu se facă. În acest caz, etrierii și barele ridicate se prevăd constructiv.

3. *Verificarea rezistenței la încovoiere după secțiunile înclinate*

Această verificare trebue să se facă dealungul elementului în următoarele puncte (fig. 103): a) în secțiunile care trec prin marginile reazemelor; b) în secțiunile care trec prin punctele de ridicare ale barelor și c) în punctele de oprire ale barelor în zona întinsă.

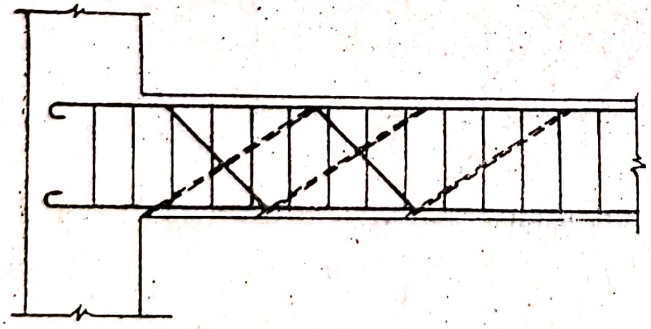


Fig. 103.

Aceste verificări, pornind dela prima condiție (124), sunt destul de anevoioase, însă, după cum au arătat cercetările efectuate la Institutul ȚNIPS, ele pot fi, în majoritatea cazurilor evitate, dacă se respectă o serie de măsuri cu caracter constructiv care asigură rezistența elementului la încovoiere după secțiunile înclinate.

Pe lângă indicațiile date cu privire la așezarea barelor ridicate, trebue să se țină seamă și de următoarele:

Primul punct de ridicare al barelor, socotind dela punctul momentului maxim (în câmp) sau minim (la reazem), trebue să se găsească la o distanță dela secțiunea normală pe axa elementului în care bara este folosită integral pentru preluarea de momente, de cel puțin $\frac{h_0}{2}$, iar celălalt capăt

al porțiunii înclinate (socotită dela același punct) nu trebue să se găsească mai aproape de secțiunea normală, unde bara, potrivit diagramei momentelor, (fig. 104) nu mai este necesară.

La oprirea armăturii longitudinale în zona întinsă a grinzilor (fig. 105), barele oprite trebue continuate dincolo de locul unde ele nu mai sunt necesare după calcule, cu mărimea w. Aceasta din urmă se determină din condiția (deducerea nu se dă) ca rezistența la încovoiere să fie asigurată în secțiunile înclinate, adică din egalitatea momentelor forțelor exterioare și interioare în secțiunea înclinată, cunoscându-se valorile momentului și forței tăietoare în locul opririi teoretice și în cazul fisurii celei mai periculoase.

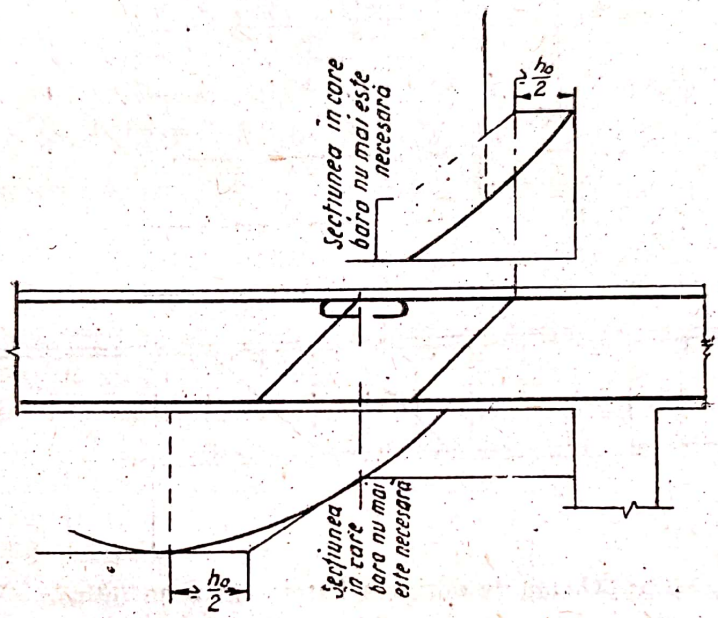


Fig. 104.

Aceste distanțe w se exprimă prin următoarele formule:
la oprirea barelor în limitele zonei de ridicare a barelor

$$w_1 = \frac{kQ - k_1 Q_{0c}}{2q_e + kp}, \qquad (146)$$

în care $k_1 Q_{0c} = F_0 \sigma_c \sin \varphi$.

Iar în cazul opririi barelor în limitele zonei unde sunt numai etrieri:

$$w_2 = \frac{kQ}{2q_e + kp}. \qquad (147)$$

In formulele (146) și (147) kQ este forța tăietoare de calcul, în locul de oprire teoretică a barelor, care corespunde cazului de încărcare la care s'au găsit momentele maxime negative în punctul de oprire al barelor. Aceasta corespunde deobicei cazului când câmpul considerat nu este încărcat cu sarcini mobile; $k_1 Q_{0c}$ este forța tăietoare preluată de barele ridicate în același punct.

In orice caz w nu trebue să fie mai mic decât $20\,d$, pentru bare netede prevăzute cu ciocuri și decât $25\,d_{ech.}$ pentru barele cu profil periodic.

Pentru un beton cu marca mai mică decât 110, lungimea de încastrare se ia cu 10 d mai mare decât valoarea lui w indicată și în niciun caz mai puțin decât 30 d.

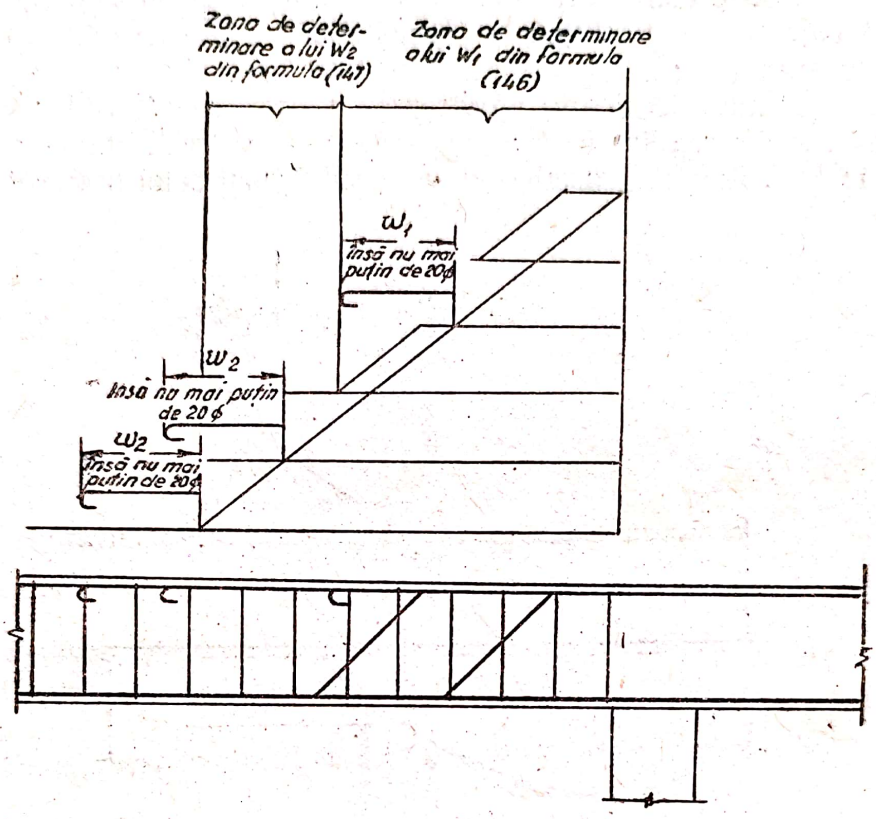


Fig. 105. Schema de oprire a barelor în zona întinsă a grinzii

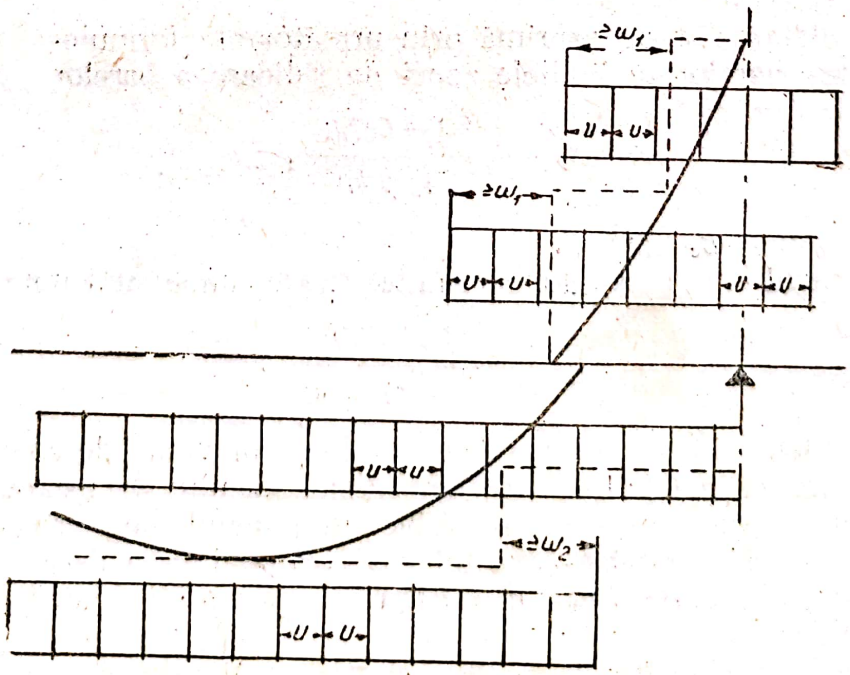


Fig. 106. Schema de oprire a carcaselor plane sudate în grindă

Carcasele sudate care se opresc în câmp se petrec deasemenea dincolo de secțiunea în care nu mai sunt necesare, potrivit calculului la încovoiere (fig. 106) pe o distanță (calculând dela ultima bară transversală a carcasei) determinată cu ajutorul următoarelor formule:

în zona unde armătura superioară este armătura de rezistență[1]):

$$w_1 = \frac{kQ}{2q_e + kp} + u, \qquad (146\ a)$$

în zona unde armătura de jos este armătura de rezistență:

$$w_2 = \frac{kQ}{2q_e} + u, \qquad (147\ a)$$

în care u este distanța dintre barele transversale ale carcasei.

La capetele simplu rezemate ale grinzilor, dacă eforturile unitare principale la aceste reazeme $\sigma_{pr} > \frac{R_t}{k_1}$, bara marginală transversală a carcaselor sudate trebue să fie așezată dincolo de marginea reazemului, la o distanță de cel puțin $20\,d_1$ (fig. 107, *a*).

Dacă această condiție nu poate fi însă respectată, la capetele simplu rezemate ale grinzilor se prevăd plase suplimentare scurte, îndoite în formă de jghiab (fig. 107, *b*) cu lungimea de $4\,u_0$, unde u_0 se determină din formula (142). In acest caz, secțiunea barelor transversale ale plasei suplimentare trebue să reprezinte pe unitatea de lungime a grinzii, $^1/_3$ din secțiunea de calcul a barelor transversale ale carcaselor de bază. In locul montării plaselor suplimentare în formă de jghiaburi, se admite să se mărească în mod corespunzător secțiunea barelor respective ale carcaselor de bază, pe o lungime de $4\,u_0$, socotită dela capătul grinzii.

La grinzile (cu carcase sudate), care suportă sarcini concentrate, aplicate la partea inferioară sau în limitele înălțimii grinzii (de exemplu grinzile principale, pe care se reazemă cele secundare), în locurile de aplicare a acestor sarcini trebue montate plase suplimentare (fig. 108).

Secțiunea totală a barelor verticale ale acestor plase suplimentare f_s, în locurile de acționare a fiecărei forțe concentrate P, trebue să fie:

$$f_s = \frac{k_1 P}{2\sigma_c}. \qquad (148)$$

Deasemenea calculul la încovoiere după secțiunea înclinată nu se efectuează, dacă este satisfăcută condiția (145)

$$k_1 Q \leq R_t b\, h_0.$$

[1]) In Instrucțiunile (U-122—50), pentru o intensitate de încărcare $(g + p)$, formula (146, *a*) se prezintă sub forma:

$$w_1 = \frac{kQ}{2\,q_e + k(g+p)} + u$$

In cazul când nu sunt respectate chiar numai unele din condițiile arătate, verificarea la încovoiere este obligatorie.

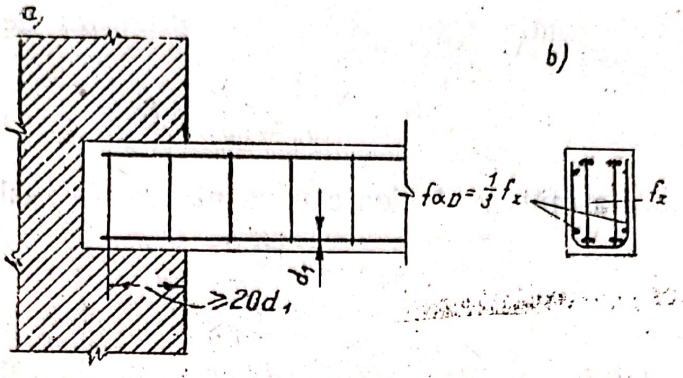


Fig. 107. Ancorarea carcaselor sudate la capătul simplu rezemat al grinzii:
a — fără plasă suplimentară b — plasa suplimentară

De exemplu, în cazul verificării secțiunii înclinate la reazem, începutul ei se ia la marginea reazemului, iar sfârșitul, în zona comprimată, acolo unde suma proiecțiilor verticale ale eforturilor limită din barele ridicate și

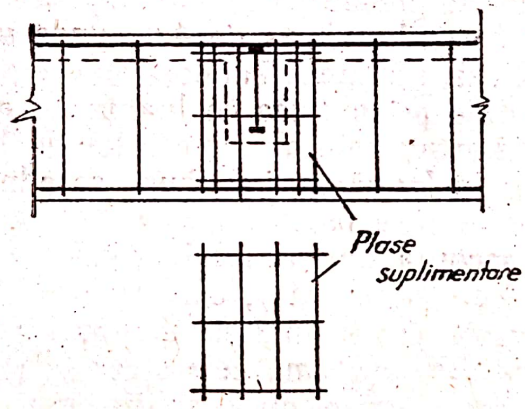


Fig. 108. Plase suplimentare în locurile de rezemare a grinzilor (secundare)

din etrierii intersectați de fisură, este egală cu forța tăietoare în punctul de intersecție al direcției fisurii cu fața grinzii pe care este aplicată sarcină, adică:

$$\sum f_0\,\sigma_0\,\sin\varphi + q_e s = k_1 Q - k_1 p\,s. \qquad (149)$$

Din această condiție se obține valoarea lui s.

Coeficientul de siguranță k la încovoiere, după secțiunea înclinată, se determină cu ajutorul formulei:

$$k = \frac{M_r}{M}$$

în care

$$M_r = k\,M = F_a\,\sigma_a\,z + \sum f_0\,\sigma_0\,z_0 + q_e\,\frac{s^2}{2} \qquad (150)$$

Momentul exterior față de capătul fisurii:

$$M = A\left(s + \frac{a}{2}\right) - p\,\frac{s^2}{2},$$

în care

A este reacțiunea la reazem,

a — lățimea reazemului.

Mai jos, în exemplul (15) de proiectare a unui planșeu cu nervuri, armat cu plase sudate și carcase, este dat calculul armăturii transversale în funcție de stadiul de rupere.

În cazul calculului armăturii transversale a elementelor supuse la încovoiere în funcție de starea limită, formulele date mai sus se prezintă sub forma:

$$M \leq m\ (F_a\ m_a R_a z + m_{a0}\ R_{a0}\ \Sigma f_0 z_0 + m_{ae} R_{ae}\ \Sigma f_e z_e) \qquad (124')$$

$$Q \leq m\ (m_{a0} R_{a0}\ \Sigma\ f_a \sin\varphi + m_{ae}\ R_{ae} \Sigma f_e + Q_b), \qquad (125')$$

în care $m_{a0} = m_{ae} = 0{,}8$.

$$Q_b = \frac{0{,}15\, b h_0^2 \bar{R}_i}{s} \qquad (126')$$

$$s = \sqrt{\frac{0{,}15 b h_0^2 \bar{R}_i}{m_{ae} q_e + p}} \qquad (128')$$

$$q_e = \frac{Q_0^2}{0{,}6 b h_0^2 m_{ae} \bar{R}_i} - p \qquad (129')$$

$$Q_{eb} = Q_b + Q_e = \sqrt{0{,}6\, b\, h_0^2\ \bar{R}_i\ (m_{ae}\, q_e + p)} \qquad (136')$$

$$F_0 = \frac{Q - Q_{eb}}{m_{a0} R_{a0} \sin\varphi} \qquad (141')$$

$$w_1 = \frac{Q}{2q_e + p} + u \qquad (146'a)$$

$$w_2 = \frac{Q}{2q_e} + u. \qquad (147'a)$$

Momentul exterior față de capătul fisurii:

$$M = A\left(s + \frac{a}{2}\right) - p\,\frac{s^2}{2},$$

în care

A este reacțiunea la reazem,

a — lățimea reazemului.

Mai jos, în exemplul (15) de proiectare a unui planșeu cu nervuri, armat cu plase sudate și carcase, este dat calculul armăturii transversale în funcție de stadiul de rupere.

În cazul calculului armăturii transversale a elementelor supuse la încovoiere în funcție de starea limită, formulele date mai sus se prezintă sub forma:

$$M \leq m\ (F_a\ m_a R_a z + m_{a0}\ R_{a0}\ \Sigma f_0 z_0 + m_{ae} R_{ae}\ \Sigma f_e z_e) \qquad (124')$$

$$Q \leq m\ (m_{a0} R_{a0}\ \Sigma f_a \sin\varphi + m_{ae}\ R_{ae} \Sigma f_e + Q_b), \qquad (125')$$

în care $m_{a0} = m_{ae} = 0{,}8$.

$$Q_b = \frac{0{,}15\, b h_0^2 \bar{R}_i}{s} \qquad (126')$$

$$s = \sqrt{\frac{0{,}15 b h_0^2 \bar{R}_i}{m_{ae} q_e + p}} \qquad (128')$$

$$q_e = \frac{Q_0^2}{0{,}6 b h_0^2 m_{ae} \bar{R}_i} - p \qquad (129')$$

$$Q_{eb} = Q_b + Q_c = \sqrt{0{,}6\ b\ h_0^2\ \bar{R}_i\ (m_{ae}\, q_e + p)} \qquad (136')$$

$$F_0 = \frac{Q - Q_{eb}}{m_{a0} R_{a0} \sin\varphi} \qquad (141')$$

$$w_1 = \frac{Q}{2q_e + p} + u \qquad (146'a)$$

$$w_2 = \frac{Q}{2q_e} + u. \qquad (147'a)$$

CAPITOLUL VI.

PLANȘEE

§. 18. TIPURI DE PLANȘEE

Planșeele de beton armat constitue tipul de bază al planșeelor clădirilor industriale și civile cu diferite destinații, pentru care au importanță proprietățile betonului armat, ca: rezistența la foc, durabilitatea, caracterul monolitic, rigiditatea, precum și ușurința de întreținere. Planșeele de beton armat își găsesc deasemenea întrebuințare la clădirile de locuit.

Planșeele de beton armat cu armătură flexibilă se execută atât *monolite*, cât și *prefabricate*.

Planșeele monolite pot fi împărțite în următoarele tipuri de bază:

a) planșee cu grinzi pe o direcție;
b) planșee cu grinzi pe două direcții (chesonate);
c) planșee cu nervuri dese;
d) planșee fără grinzi (ciuperci).

Planșeele prefabricate, executate din elemente separate, confecționate în fabrici, pot fi împărțite în trei tipuri de bază:

a) fâșii de planșeu, din elemente de placă sau de grindă;
b) planșee din grinzi, cu elemente de umplutură (blocuri) între ele;
c) planșee din panouri mari, din elemente de dimensiuni mari.

Unul dintre tipurile de planșee este acela de prefabricate — monolite (mixte): la aceste planșee grinzile principale sunt monolite, iar elementele secundare (de umplutură), prefabricate; adeseori acest tip de planșeu se prezintă sub formă de planșee din cărămizi armate.

Inainte erau deasemenea întrebuințate planșeele combinate, alcătuite din grinzi principale de beton armat — monolite sau prefabricate — și din elemente de umplutură de lemn, sub formă de podine, umplutură între grinzi etc.

In ce privește planșeele — monolite și prefabricate — se observă că prin turnarea pe loc a întregului planșeu, se obține o construcție monolită care să aibă în același timp și o rigiditate maximă; dacă se întrebuințează un planșeu prefabricat, aceste proprietăți pot fi obținute numai la unele tipuri și cu o monolitizare corespunzătoare. Pe de altă parte planșeele monolite se adaptează mai bine diferitelor condiții, și anume planului încăperii, încărcărilor etc.; planșeele prefabricate pot fi executate în schimb mai repede, deoarece nu trebue să fie menținute în cofraje.

Scanned with OKEN Scanner

Alegerea tipului de planșeu se face în fiecare caz în parte, în funcție de destinația clădirii, de condițiile locale, de existența materialelor, a unei baze de producție și de termenele de execuție fixate. Planșeele monolite se întrebuințează de preferință la clădirile industriale, mai ales atunci când există sarcini dinamice; cele prefabricate, de preferință la clădirile publice și de locuit.

In acest capitol se vor studia numai planșeele monolite. Planșeele prefabricate, care formează un grup foarte important, vor fi studiate separat, în capitolul XIV.

§ 19. PLANȘEE CU GRINZI PE O DIRECȚIE

1. Elementele componente ale planșeului

Caracteristicile planșeelor cu grinzi au fost enumerate mai înainte (§ 13). Această soluție constructivă este cea mai răspândită în construcțiile de beton armat și este folosită, atât la alcătuirea planșeelor și a acoperișurilor cât și pentru poduri, ziduri de sprijin, rezervoare etc.

Planșeul modern cu grinzi este format din grinzi așezate în una sau în două direcții și dintr'o placă legată cu aceste grinzi, formând un tot monolitic.

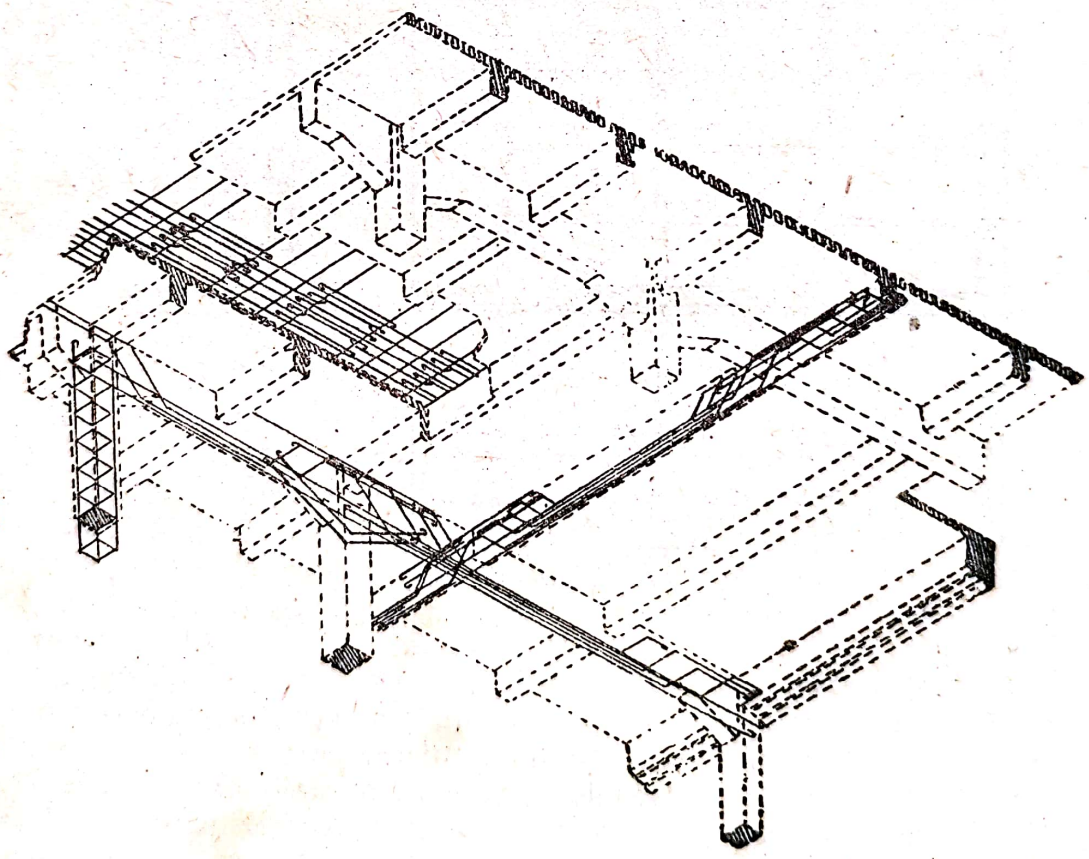


Fig. 109. Vedere de ansamblu a unui planșeu cu nervuri

In figura 109 este reprezentat în ansamblu un planșeu cu grinzi în două direcții, iar în figura 110 sunt reprezentate planul și secțiunile prin planșeu.

Scanned with OKEN Scanner

Grinzile principale se așează într'una din direcții, deobicei pe reazeme intermediare — stâlpi. Deschiderile lor se iau deobicei între 5 și 8 m.

Perpendicular pe grinzile principale se așează grinzile secundare (nervurile). Distanța dintre aceste grinzi variază între 1 și 4,0 m; cele mai uzuale sunt însă cele cuprinse între 1,75 și 2,5 m. Deschiderile grinzilor secundare variază între 4 și 10 m; de cele mai multe ori, între 5 și 7 m.

Placa planșeului trece pe deasupra grinzilor secundare și principale și este legată monolitic de acestea. Grosimea plăcii, care determină distanța dintre grinzile secundare se ia, din considerente economice, cât mai mică, însă nu mai mică decât 7—8 cm (§ 10. punctul 2). Totuși, pe lângă considerentele economice amintite, deschiderea plăcii (distanța dintre grinzi), este condiționată adeseori și de cerințele tehnologice și arhitectonice.

In plan, grinzile pot fi așezate în mod diferit, în funcție de conturul și de dimensiunile încăperii, de poziția stâlpilor, de sarcini și de condiții speciale.

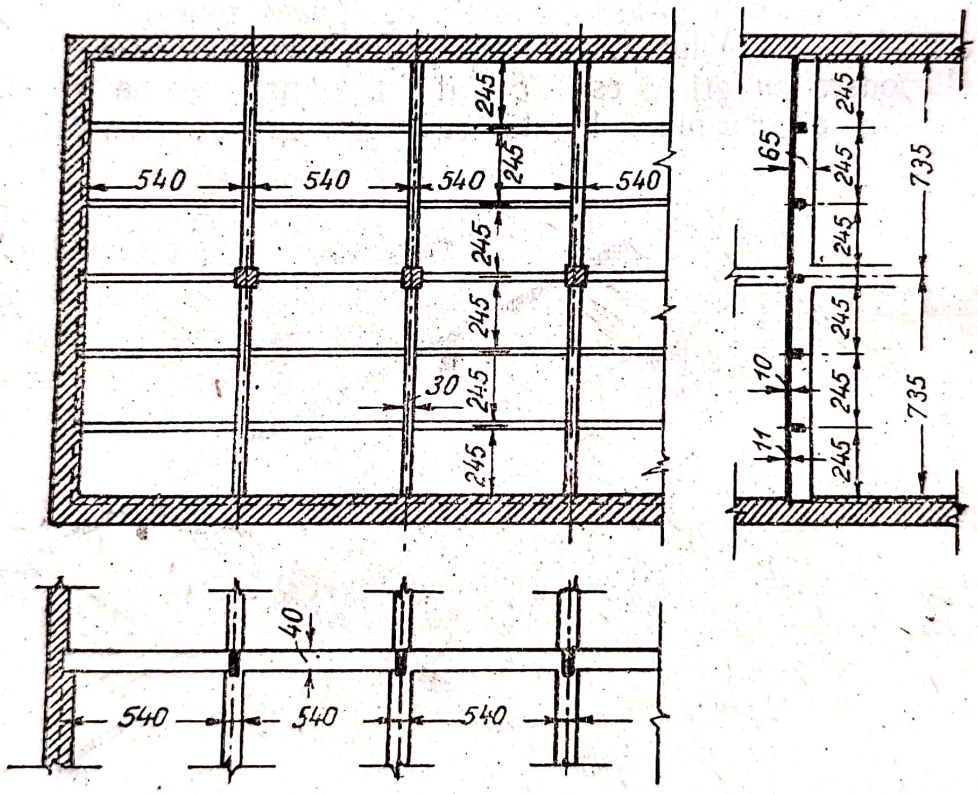


Fig. 110. Plan și secțiuni transversale printr'un planșeu cu nervuri

La încăperile mici, grinzile pot fi așezate într'o singură direcție (fig. 111, *a*). Dacă încăperile au dimensiuni mari (fabrici, depozite etc.) planșeele se execută cu unul sau cu două (mai rar cu trei și cu mai multe) rânduri de stâlpi, grinzile principale putând fi așezate paralel cu pereții longitudinali (fig. 111, *b* și *c*) sau perpendicular pe aceștia (fig. 111, *d* și *e*).

Prima soluție, aceea la care grinzile secundare sunt așezate perpendicular pe pereții longitudinali, este avantajoasă din punctul de vedere al unei mai bune iluminări a tavanului, fapt care influențează iluminatul întregii încăperi. Cea de a doua soluție este rațională, atunci când deschiderile ferestrelor sunt mari, partea superioară a acestora putând să ajungă astfel

până aproape de placă. In acest caz, grinzile principale se aşează în dreptul zidăriei dintre golurile de ferestre. Dacă clădirile au coridoare la mijloc (fig. 111, *f*), este raţional ca stâlpii şi grinzile principale să fie aşezate dealungul liniilor zidurilor despărţitoare, iar grinzile secundare, perpendicular pe pereţii longitudinali. In acest caz, dacă încăperile sunt relativ mici şi sunt separate prin pereţi despărţitori, grinzile secundare trebue deasemenea aşezate deasupra acestor pereţi despărţitori (transversali)[1]).

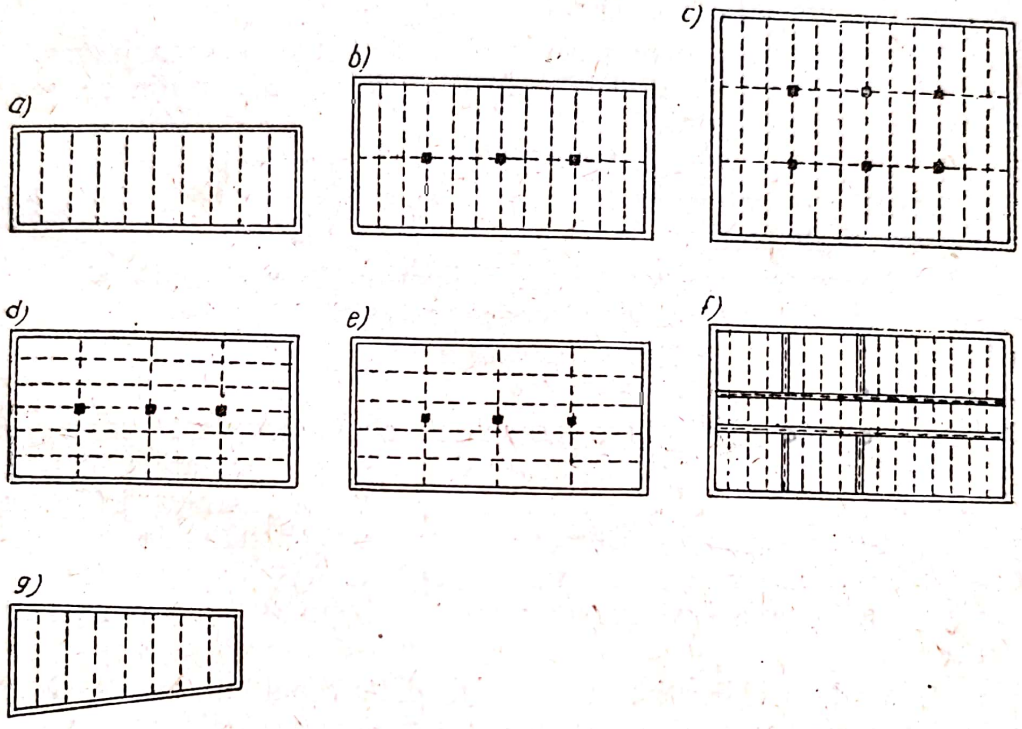


Fig. 111. Scheme de planşee cu nervuri

Atunci când conturul planului clădirii este neregulat, trebue ca, atât secţiunile grinzilor, cât şi distanţele dintre ele să fie luate egale (fig. 111, *g*) prevăzând, în acest caz, grinzile cu deschideri mici, cu o armătură mai slabă. Grinzile care au deschideri mai mari pot fi aşezate uneori mai des.

Schema de distribuţie a stâlpilor în plan, care este condiţionată în primul rând de cerinţele procesului tehnologic, are o însemnătate economică foarte mare; o aşezare deasă a stâlpilor are drept consecinţă utilizarea de grinzi cu secţiuni reduse; aşezarea rară, dimpotrivă necesită grinzi cu secţiuni mai mari. Dacă distanţele dintre grinzi sunt mici, plăcile pot fi mai subţiri, iar grinzile pot avea o înălţime mai mică; dacă distanţele dintre grinzi sunt însă mari, plăcile vor trebui să aibă o grosime mai mare şi grinzile să fie mai înalte. Este mai avantajos să se ia astfel distanţa dintre grinzi, încât grosimea plăcii să fie cea minimă admisibilă sau să fie apropiată de aceasta, pentrucă fiecare centimetru de grosime de placă măreşte simţitor cubajul total al betonului armat.

[1]) Dacă în clădire sunt numai încăperi mici (birouri, laboratoare, încăperi de locuit) trebue să se prevadă în general planşee cu suprafeţe inferioare netede (planşee cu nervuri dese cu umplutură, din zidărie armată etc.).

Scanned with OKEN Scanner

2. Alcătuirea plăcilor continue, armate cu bare separate

Placa planşeului cu grinzi pe o direcţie, reprezintă în realitate o grindă continuă cu mai multe reazeme, de care este legată rigid.

Grosimea plăcii se determină prin calcul; pentru planşeele dintre etaje, ea variază, în funcţie de deschidere şi de încărcare, între 7—10 cm; rareori această grosime este mai mare.

Secţiunea armăturii de rezistenţă pentru 1 m lăţime a plăcii continue, se determină pe baza momentelor încovoietoare.

Barele de repartiţie se pun deobicei la distanţe de maximum 30 cm; ele fac ca placa să reziste mai bine la formarea fisurilor din contracţie şi la variaţiile de temperatură.

Plăcile planşeelor din clădirile industriale supuse la sarcini dinamice, necesită o cantitate mai mare de bare de repartiţie decât plăcile încăperilor pentru birouri şi de locuit.

Chestiunile referitoare la diametrii barelor de rezistenţă şi de repartiţie, la distanţa dintre ele, sau ceeace este tot una, la numărul lor pe metru liniar, precum şi grosimea stratului de acoperire la plăci, au fost tratate în § 10.

Deoarece la plăcile continue momentele sunt pozitive în partea de mijloc a câmpurilor, iar în dreptul reazemelor ele sunt negative, o parte din bare sunt ridicate din zona inferioară a plăcii în cea superioară (fig. 112, *a*). Este raţional ca barele să fie ridicate sub un unghi mai mic decât 45°, şi anume: la plăcile subţiri cu o grosime până la 10 cm, cu o înclinare de 1 : 2, iar la plăcile groase şi scurte ceva mai înclinate şi anume 1 : $1^1/_2$ şi mai mult.

Necesitatea de a ridica barele nu este determinată de eforturile principale de întindere, care în plăci sunt mult mai mici decât cele admisibile, ci de necesitatea de a prelua momentele negative în dreptul reazemelor. Se pot indica mai multe metode de armare a plăcilor:[1])

Dacă se adoptă prima metodă se întrebuinţează bare drepte şi ridicate, care alternează într'o anumită ordine. In acest caz, raportul dintre numărul barelor drepte şi numărul barelor ridicate trebue să fie cât mai simplu posibil.

Dacă barele sunt în număr de opt pe un metru şi chiar mai multe, afară de barele drepte inferioare, pot fi întrebuinţate două feluri de bare ridicate, alternarea cea mai simplă dintre bare obţinându-se atunci, când pe metru de lăţime de placă se ia acelaşi număr de bare ridicate de fiecare fel, iar numărul barelor inferioare drepte este egal cu numărul total al celor ridicate (fig. 112, *a*). Prin urmare, este indicat, ca pentru metrul de lăţime să se ia următorul număr de bare drepte şi ridicate: 4 : 2 : 2; 5 : 2,5 : 2,5; 6 : 3 : 3 etc., iar rapoartele 5 : 3 : 4; 6 : 5 : 3 etc. nu trebue adoptate.

Când numărul barelor pe metru este mai mic decât opt, se ia un singur fel de bare ridicate, care alternează cu cele drepte. In ce priveşte punctele de ridicare a barelor, o acoperire satisfăcătoare a diagramelor de mo-

[1]) N. R. vezi figura 112.

mente se obţine atunci când barele sunt ridicate, de exemplu, la o distanţă de $^1/_5$ din deschidere; ridicarea la reazemul liber marginal trebue să se facă astfel, încât porţiunea înclinată a barei să se termine la o distanţă de $^1/_{16}\ l$ dela marginea reazemului.

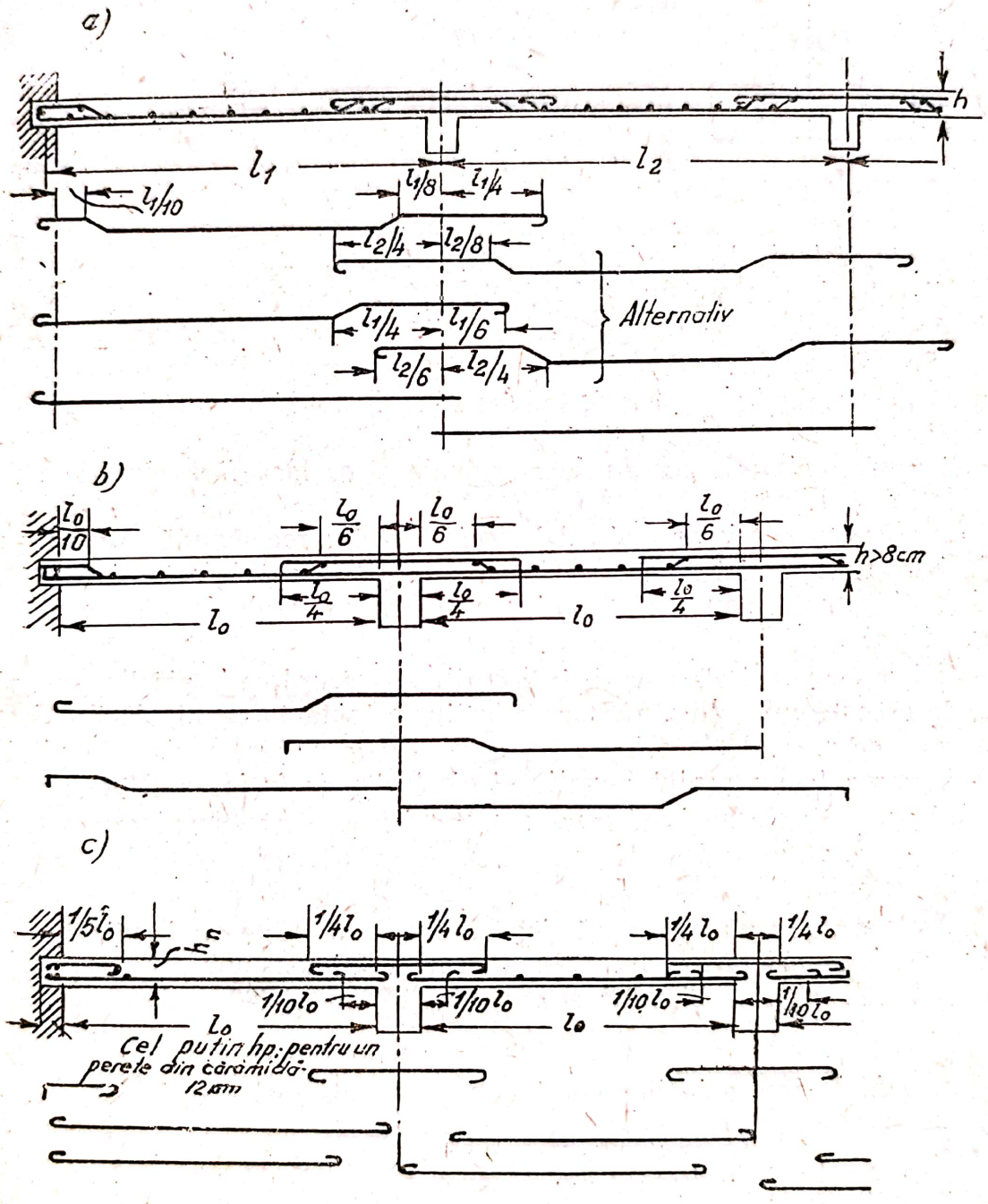


Fig. 112. Diferite metode de armare a plăcilor:
a — cu bare drepte şi ridicate; b — fără bare drepte; c — cu bare drepte şi călăreţi

Pentru repartizarea barelor în plăci, nu se construeşte diagrama momentelor maxime şi minime; este suficientă fixarea numărului necesar de bare, de un anumit diametru, în câmpuri şi pe reazemele intermediare.

Porţiunile superioare drepte ale barelor ridicate se prelungesc în câmpul alăturat — în cazul deschiderilor aproximativ egale — pe o distanţă de $^1/_4\ l$ dela reazeme. Barele drepte şi ridicate se termină deobicei cu ciocuri.

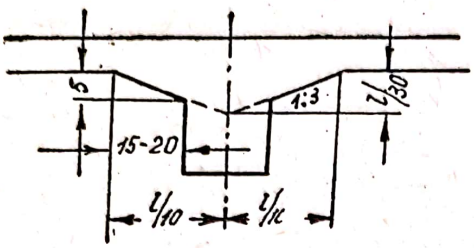


Fig. 113. Vute la placă

Mai răspândită este cea de a doua metodă de armare a plăcilor (conform standardului Institutului de proiectare Promstroiproect). Pentru o grosime a plăcii $h > 8$ cm (fig. 112, *b*) se întrebuinţează numai bare cu una sau cu două îndoituri (barele drepte lipsesc). Ridicarea sub un unghi de 30° se face la reazemele intermediare, la distanţa $^1/_6\ l_0$ de marginea grinzii, iar la reazemul marginal (la perete) — la distanţa $^1/_{10}\ l_6$ de marginea peretului. Armătura de sus se petrece dincolo de reazem cu $^1/_4\ l_0$, dacă $p < 3\ g$ şi cu $^1/_3\ l_0$, dacă $p \geqslant 3\ g$, unde p şi g sunt, respectiv, încărcarea utilă şi permanentă, uniform distribuită. Se recomandă ca porţiunile superioare drepte ale barelor de armătură să fie terminate cu ciocuri, îndoite sub un unghi drept, al căror capăt se sprijină pe cofraj. Porţiunile inferioare drepte ale barelor se termină cu ciocuri semicirculare la reazemele marginale şi se lasă fără ciocuri la reazemele intermediare.

La plăci cu grosimea mai mică decât 8 cm se recomandă să nu se prevadă bare ridicate, iar barele de jos trebue să fie montate în fiecare deschidere întrerupte sau continue, iar cele de sus, sub formă de călăreţi (fig. 112, *c*).

Trebue remarcat că, uneori, în locurile de racordare a plăcilor cu grinzile, se execută vute (fig. 113) care au importanţă în cazul plăcilor foarte încărcate, de exemplu la cele de fundaţii. Vutele măresc rezistenţa plăcilor la solicitarea la momentul negativ şi eforturile de forfecare (lunecare) în dreptul nervurii; ele au drept consecinţă o micşorare a momentelor din câmp şi o creştere a momentelor la reazeme, în comparaţie cu plăcile cu secţiune constantă.

Panta vutelor nu trebue să depăşească 1 : 3 pentru o lungime de cel puţin $^1/_{10}\ l$, considerată până la axa grinzii. Dimensiunile recomandabile ale vutelor la plăcile obişnuite sunt de 5×15 sau 5×20 cm.

3. Alcătuirea grinzilor continue — secundare şi principale — armate cu bare separate

Secţiunea grinzii cu deschideri egale sau aproape egale, determinată (cerută) de momentul maxim din câmp se ia deobicei aceeaşi în toate deschiderile. Raportul dintre înălţimea (inclusiv grosimea plăcii) şi lăţimea grinzii se ia deobicei de 2—3 şi, numai în cazuri rare, mai mici decât 1,75. Secţiunea armăturii longitudinale, montată în câmp la partea de jos, se determină pe baza momentelor maxime pozitive, iar cea din dreptul reazemelor, pe baza momentelor negative.

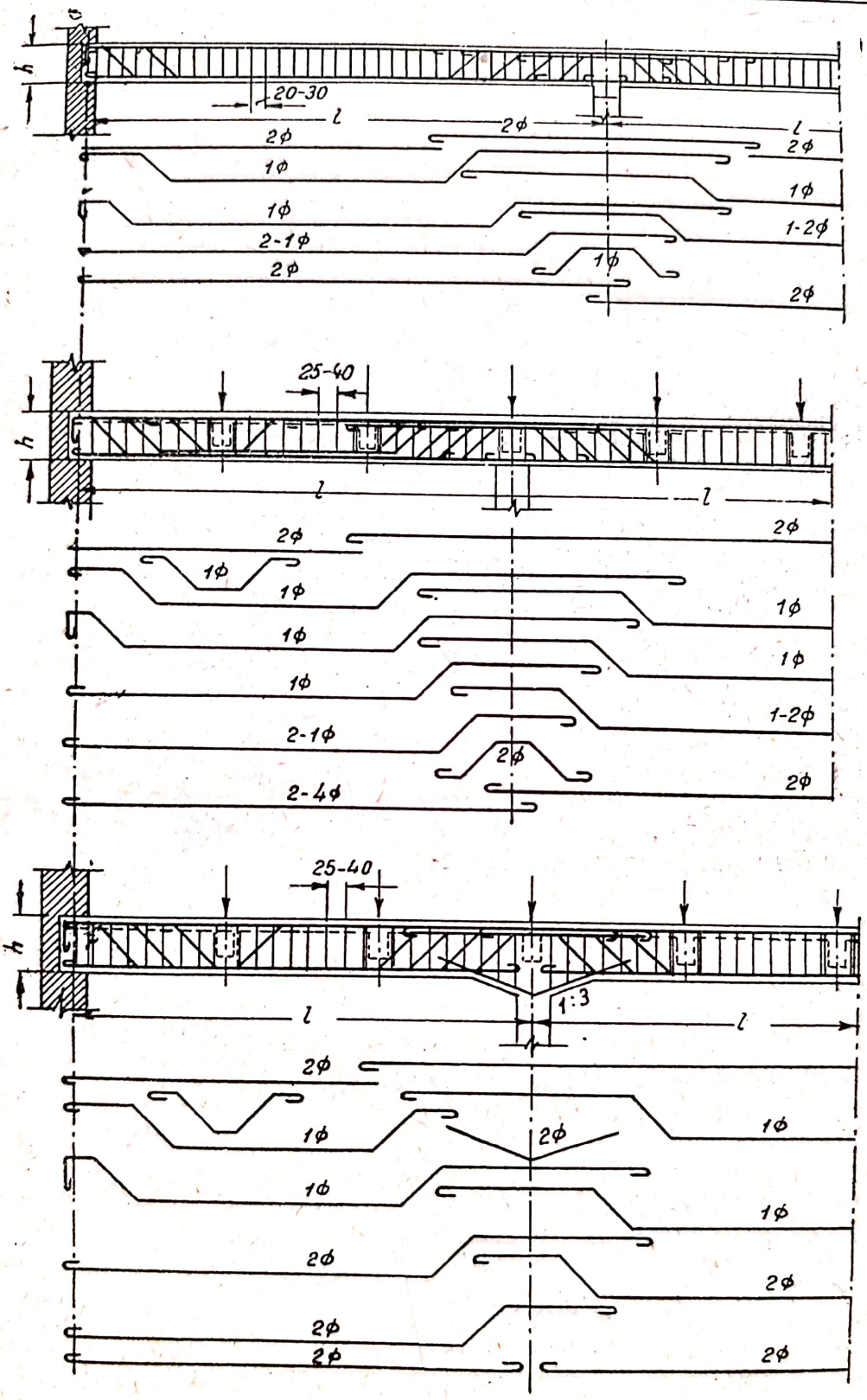


Fig. 114. Armarea grinzilor secundare și principale

Dacă încărcările mobile sunt destul de mari, apar uneori în grindă momente negative şi în câmpuri: pentru preluarea unor astfel de momente, se prevede o armătură longitudinală la partea superioară a grinzii.

Indicaţii cu privire la diametrul barelor, la distribuţia lor în secţiunea transversală, la distanţa dintre bare (lumina) şi la grosimea stratului de acoperire au fost date mai înainte (§ 10, punctul 3).

Din calculul la eforturile principale de întindere se determină secţiunea necesară a barelor ridicate şi a etrierilor. Locurile de ridicare a barelor se determină pe baza diagramei eforturilor unitare principale de întindere.

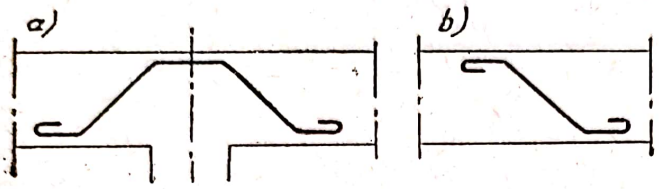


Fig. 115. Călăreţi şi bară flotantă:
a — călăreţi; b — bară flotantă

Modul de aşezare a armăturii de rezistenţă în grinzile continue secundare şi principale (fără vute şi cu vute), este redat în figura 114.

Porţiunile orizontale superioare ale barelor ridicate servesc ca armătură. Aceasta preia momentele negative la reazeme; pentru a evita apariţia fisurilor, armătura superioară trebue să înceapă cel puţin dela punctul zero al momentelor; odată cu apropierea de reazem, numărul acestor bare se măreşte, în funcţie de creşterea momentelor negative.

Adeseori, pentru preluarea momentelor negative la reazeme se prevăd, pe lângă barele ridicate, şi bare drepte suplimentare. Acestea din urmă trebue să fie aşezate la marginile secţiunii grinzii, pentru a lega de ele barele de montaj.

Dacă armătura este în cantitate prea mare la partea de sus, în dreptul reazemelor intermediare, barele ridicate, care sunt cele mai apropiate de mijlocul deschiderii, se întrerup.

Dacă barele înclinate, obţinute prin ridicarea armăturii longitudinale inferioare nu sunt suficiente, se prevăd bare înclinate independente — călăreţi — care se ancorează cu ambele lor capete în zona comprimată (fig. 114 şi 115, *a*).

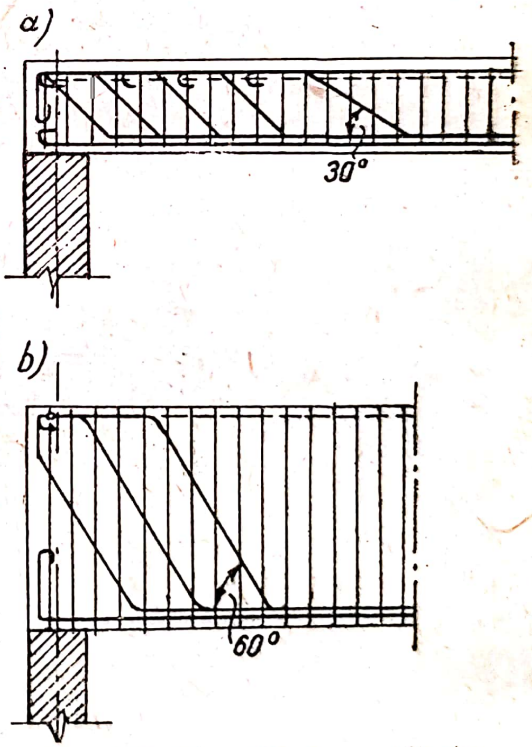


Fig. 116. Tipuri de bare ridicate:
a — sub un unghi de 45° şi 30° (la grinzi puţin înalte); b — sub un unghi de 60° (la grinzi înalte)

Folosirea unor bare independente, lăsându-se cel puţin un singur capăt în zona întinsă (bare flotante) nu este admisă, deoarece acestea nu prezintă siguranţă în lucru (fig. 115, *b*).

In toate cazurile trebue să fie aduse până la reazeme cel puţin două bare drepte inferioare.

In grinzile principale (fig. 114), din cauza transmiterii ca forțe concentrate a încărcărilor prin grinzile secundare și din cauza unei influențe mici a greutății proprii a grinzii, eforturile unitare principale de întindere variază puțin între sarcinile concentrate și deaceea, în aceste porțiuni, barele ridicate se pot așeza la distanțe egale. In acest caz, în locurile unde forța tăietoare își schimbă sensul, cele două bare mai apropiate de grinda secundară se pot realiza adeseori printr'o singură bară suplimentară (călăreț întors). Ridicarea barelor se face în direcția eforturilor unitare principale de întindere, deobicei sub un unghi de 45°.

Dacă grinzile sunt lungi și au o înălțime mică, unghiul de înclinare al barelor ridicate, (cele mai apropiate de mijlocul câmpului) poate fi mai mic decât 45°, însă nu mai mic decât 30° (panta 1 : 2), în scopul de a prelua cu ajutorul acestor bare eforturile unitare principale pe o lungime mai mare a grinzii (fig. 116, *a*).

La grinzi înalte, pentru $h > 80$ cm (fig. 116, *b*), se admite, dimpotrivă, o pantă a barelor ridicate mult mai pronunțată și anume de 60° (2 : 1). După felul cum lucrează, barele cu o pantă mare se aseamănă cu etrierii.

Teoretic, ridicarea barelor ar trebui să se facă simetric față de planul vertical dela mijlocul grinzii (planul de acțiune al încărcării exterioare asupra grinzii), însă aceasta ar fi posibil numai dacă barele ridicate ar fi fost așezate câte două în aceeași secțiune afară de o singură bară ridicată, care ar fi fost așezată în axa grinzii. După cum au arătat experiențele, este absolut suficient ca ridicările barelor față de planul de acțiune al sarcinii să se facă alternativ, de o parte și de alta a acestuia.

Capetele libere ale barelor ridicate au ciocuri semicirculare și se ancorează deobicei în zona comprimată a betonului. In cazuri excepționale, când barele ridicate se întrerup în zona întinsă a betonului, acestea sunt prevăzute cu o porțiune dreaptă (orizontală) având lungimea de 20 *d*, considerată până la tangenta la ciocul barei (fig. 117, *a*). Porțiunea dreaptă a barelor ridicate din zona comprimată a betonului trebue să aibă o lungime de 10 *d* (fig. 117 *b*). La grinzile înalte ($h > 1$ m.), nu este absolut necesar ca barele ridicate să aibă o porțiune dreaptă, capetele lor însă trebue să fie prevăzute cu ciocuri (fig. 117, *c*).

Pentru barele răsucite și turtite, precum și pentru barele cu profil periodic, aceste porțiuni drepte se iau: pentru zona întinsă, 20 d_{ech}, iar pentru cea comprimată, 15 d_{ech}, unde d_{ech} este diametrul barei rotunde de secțiune echivalentă.

In dreptul reazemelor grinzilor cu secțiune T, placa planșeului, găsindu-se în zona întinsă, nu se introduce în calcul: se ține seamă numai de secțiunea dreptunghiulară cu lățimea egală cu lățimea nervurii (fig. 118). Pentrucă momentele negative în dreptul reazemelor sunt destul de mari și se întâmplă ca zona comprimată a acestei secțiuni să nu fie suficientă, în dreptul reazemelor, se execută uneori vute care măresc înălțimea grinzilor dela h până la h_1.

Trebue însă remarcat, că la calculul după eforturile de rupere, necesitatea de a prevedea vute este dictată în general de eforturile unitare de forfecare și foarte rar de eforturile unitare de compresiune.

Scanned with OKEN Scanner

Deobicei grinzile secundare şi, foarte des, cele principale se execută fără vute.

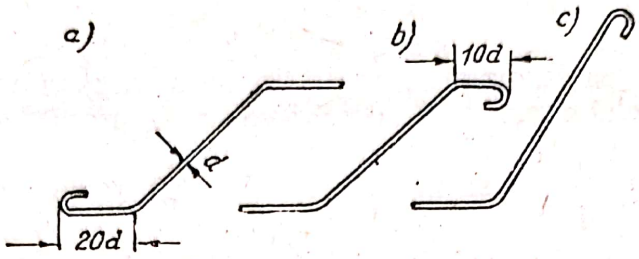


Fig. 117. Capetele barelor ridicate

Vutele se execută cu o pantă de cel mult 1 : 3; lungimea lor, calculând dela axa reazemelor, se ia de 1/6—1/8 şi cel puţin 1/10 din deschidere, iar înălţimea, de cel mult 0,4 h.

Calculul secţiunii dela reazem (în cazul încastrării grinzii secundare în grinda principală, sau a grinzii principale în stâlp) se face deobicei la marginea reazemului.

Ca înălţime de calcul la reazemul grinzii cu vute se poate lua deasemenea h_i, determinată prin intersecţia axei reazemului cu prelungirea vutei (fig. 118).

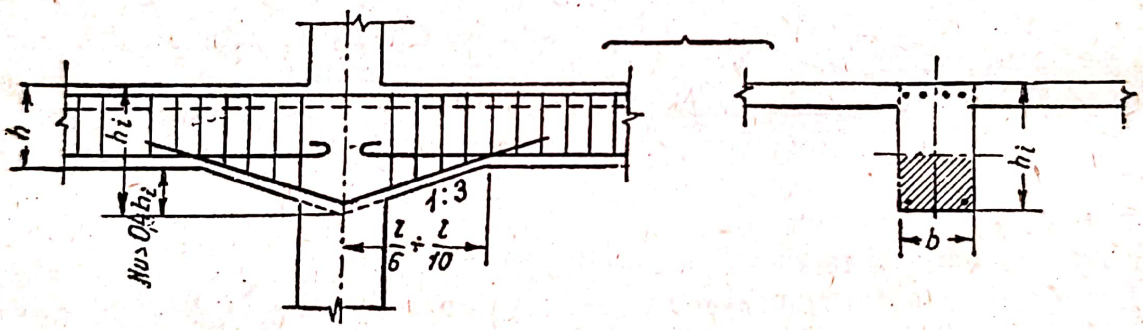


Fig. 118. Vutele unei grinzi continue

Pentru a realiza o mai bună legătură a vutelor cu grinzile şi cu stâlpii, se prevăd în zona inferioară comprimată, bare speciale, care sunt în acelaşi timp bare de montaj pentru fixarea etrierilor la partea inferioară; în cazul tasării reazemelor, această armătură poate lucra la întindere. Numărul barelor de montaj depinde de numărul secţiunilor de forfecare ale (ramurilor) etrierilor şi dacă grinda are lăţimea de 20—25 cm este deobicei egal cu doi.

La grinzile fără vute, în cazul unei înălţimi limitate în dreptul reazemelor, în unele cazuri este necesară o armătură comprimată, care se obţine prin petrecerea barelor inferioare drepte dincolo de reazem, cu o oarecare lungime. Atunci când secţiunea necesară pentru armătura comprimată este neglijabilă, este suficient ca barele să se prelungească dincolo de axa reazemului cu 20 d; dacă este necesară o secţiune mare, barele de jos se petrec pe o lungime de $l/8$ şi chiar de $l/6$. Această armătură se aşează totdeauna într'un singur rând.

Când nu este necesară o armătură comprimată, armătura longitudinală a grinzilor se petrece dincolo de marginea reazemului cu cel puţin 15 *d*.

La planşeele cu nervuri, cu grinzi secundare şi principale, armătura de rezistenţă a plăcii este aşezată paralel cu grinzile principale. Pentru preluarea eforturilor unitare de întindere care se nasc în zona de contact a plăcii cu grinda principală, N şi TU prescrie să se prevadă la partea superioară, perpendicular pe axa grinzii principale, o armătură suplimentară din cel puţin 8∅6 pe metru şi de cel puţin $^1/_3$ din secţiunea armăturii de rezistenţă a plăcii (fig. 119). Această armătură trebue să intre în placă, de fiecare parte a grinzii principale, pe o lungime de cel puţin $^1/_4$ din deschiderea de calcul a plăcii.

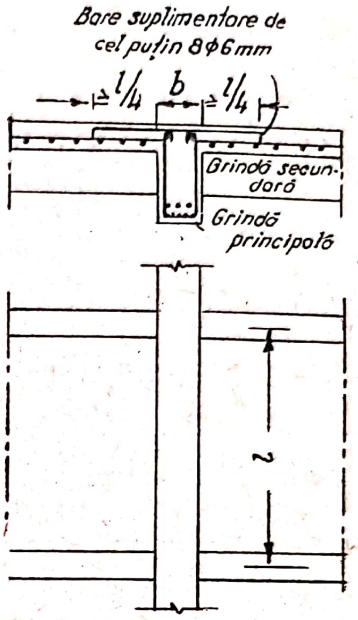


Fig. 119. Armătura suplimentară deasupra grinzii principale

Ca şi la grinzile cu secţiunea dreptunghiulară, la grinzile cu secţiunea T se prevăd totdeauna etrieri. Aceştia sunt necesari nu numai pentru preluarea eforturilor unitare principale de întindere, dar şi pentru a se realiza o mai bună legătură între placă şi grindă, ceeace este important pentru a face zona comprimată şi cea întinsă să lucreze împreună. Etrierii se leagă cu sârmă arsă de barele de rezistenţă. La vute, etrierii se aşează deobicei tot în poziţie verticală (fig. 118).

La grinzile cu secţiunea T, cu dimensiuni mici, se prevăd etrieri simpli cu două secţiuni de forfecare (deschişi) (fig. 120, *a*). Dacă grinda are o lăţime mare ($b > 35$ cm), se prevăd etrieri cu patru secţiuni de forfecare (fig. 120, *b*), care sunt deasemenea deschişi.

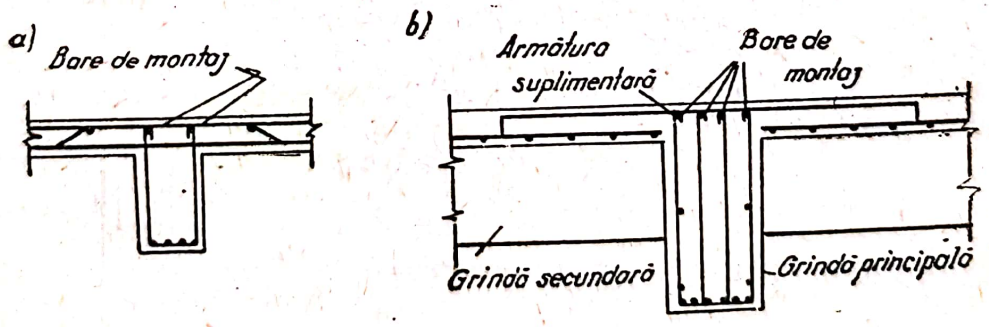


Fig. 120. Felurile etrierilor la grinzi cu secţiune T
a — cu două secţiuni de forfecare; b — cu patru secţiuni de forfecare

La grinzile cu înălţimea până la 80 cm, etrierii au deobicei diametrul de cel puţin 6 mm, iar grinzile cu înălţimea mai mare decât 80 cm, de cel puţin 8 mm. La grinzile principale (precum şi la grinzile orizontale ale cadrelor), după cum au dovedit cercetările efectuate de Institutul TNIPS, nu se comportă bine secţiunile înclinate care trec deasupra punctului de

aplicație al rezultantei dela reazemul grinzilor secundare. Se consideră că acest punct de aplicare se află în centrul zonei comprimate al secțiunii dela reazem a grinzilor secundare, sau aproximativ în centrul de greutate al armăturii lor inferioare (fig. 121). Se recomandă ca fără a face o verificare specială la încovoiere după aceste secțiuni înclinate, să se prevadă lângă fiecare grindă secundară, pe o parte și pe cealaltă parte a acesteia, câte doi etrieri suplimentari de aceeași secțiune ca și ceilalți etrieri ai grinzii principale.

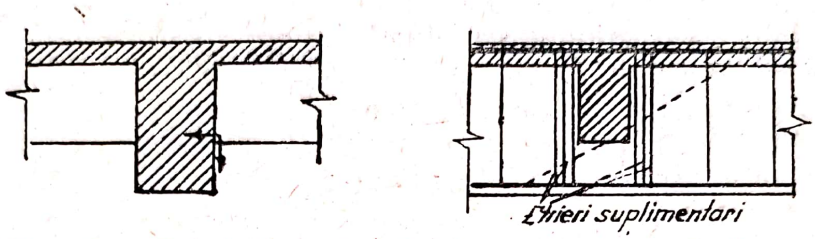


Fig. 121. Etrierii suplimentari, în locurile de rezemare a grinzilor secundare

Diametrul barelor de montaj se ia între 10 mm (la grinzile secundare) și 12—14 mm (la grinzile principale), în funcție de înălțimea grinzii și de cantitatea armăturii de rezistență.

Barele pot merge pe toată lungimea grinzii; deasupra reazemelor, însă se prevăd — deobicei bare drepte de rezistență — sau porțiuni orizontale ale barelor marginale ridicate și în acest caz barele de montaj se montează numai în câmp (fig. 114).

Barele de montaj ale grinzilor secundare servesc deasemenea la menținerea barelor ridicate ale plăcii (fig. 120, *a*), iar în grinzile principale, a armăturii suplimentare a plăcii (fig. 120, *b*).

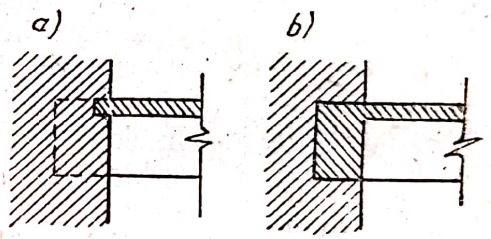


Fig. 122. Rezemarea grinzii pe perete

a — fără grindă marginală; b — cu grindă marginală

Dacă este necesar, barele de montaj pot fi considerate în calcul și ca o armătură comprimată; în acest caz, ele pot avea și secțiuni mai mari (rezultate din calcul).

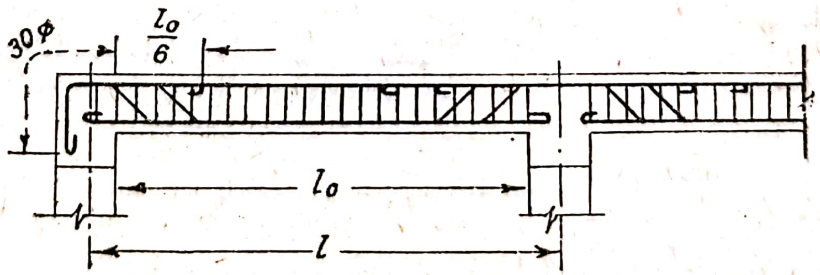


Fig. 123. Armarea la reazemul extrem marginal al grinzii

Având în vedere eforturile de torsiune care nu sunt luate în considerare în calcule, precum și eforturile din contracția betonului și variațiile

de temperatură, este necesar ca atunci când grinzile au o înălţime mai mare decât 70 cm, să se prevadă dealungul feţelor lor laterale, la fiecare 30—40 cm (calculat pe înălţime) o armătură longitudinală constructivă, cu diametrul de cel puţin 10 mm (fig. 120, *b*).

Atunci când grinda se reazemă pe zidărie, părţile de rezemare se alcătuesc deobicei astfel: grinda este introdusă în zidărie, pe care se reazemă deasemenea şi placa pe intervalele cuprinse între grinzi (fig. 122, *a*). In unele cazuri, când grinzile sunt grele, atât grinda cât şi placa sunt terminate printr'o grindă de reazem (grinda marginală), care (fig. 122, *b*) serveşte adeseori şi ca buiandrug peste goluri de uşi şi de ferestre. In primul caz, pentru preluarea momentului negativ de încastrare (eventual) este deobicei suficientă armătura de montaj, care trebue să fie petrecută cu 30 *d*, dincolo de marginile peretelui.

In al doilea caz, pentru preluarea momentelor negative provenite din încastrarea elastică la reazem, este suficientă circa 1/4 din secţiunea de calcul a armăturii din câmp; armătura trebue să fie petrecută cu 30 *d* dincolo de marginea grinzii de rezemare şi prevăzută cu ciocuri (fig. 123). Barele drepte care se montează în dreptul reazemului marginal trebue să treacă cu cel puţin 1/6 din lumina grinzii dincolo de marginea grinzii principale (fig. 123).

§ 20. ALCĂTUIREA PLANŞEELOR CU GRINZI ÎN CAZUL ÎNTREBUINŢĂRII PLASELOR ŞI CARCASELOR SUDATE[1])

Armătura obişnuită, legată cu sârmă arsă, executată din bare separate, nu corespunde cerinţelor moderne de industrializare a construcţiilor, executate prin metode rapide. Una dintre măsurile eficace pentru accelerarea executării lucrărilor de beton armat (lucrările de armătură) este întrebuinţarea armăturii standardizate sub formă de plase şi carcase sudate.

Datele principale în legătură cu plasele şi carcasele sudate, precum şi cele cu privire la avantajul pe care-l prezintă în comparaţie cu armarea obişnuită, au fost arătate mai înainte (§ 2 punctul 3).

Avantajul cel mai important al armăturii sudate îl constitue din punct de vedere constructiv, ancorarea solidă a acesteia în beton fapt care permite folosirea proprietăţilor mecanice superioare ale armăturii rotunde netede, renunţarea la ciocurile prevăzute la capetele barelor şi admiterea unei întreruperi parţiale a carcaselor în câmp.

Cercetările efectuate în ultimii ani (1945) la Institutul ŢNIPS cu privire la încercarea elementelor de construcţii cu armătură sudată, confecţionată prin sudura electrică prin puncte, au permis să se lărgească simţitor domeniul de aplicarea a acestor elemente[2]).

La planşeele cu grinzi se recomandă ca placă să se armeze cu plase sudate, iar grinzile — atât secundare, cât şi principale — cu carcase şi plase sudate.

---

[1]) Instrucţiunile pentru întrebuinţarea carcaselor şi a plaselor sudate la construcţii din beton armat (I-122—50) Stroiizdat, 1951.

[2]) P. N. Lessig: Cercetări experimentale asupra comportării planşeelor cu grinzi de beton armat, cu carcase şi plase sudate, „Culegeri de articole" ŢNIPS 1949, p. 117—141

Pentru *plăcile* planşelor (cu armătura principală într'o singură direcţie), se poate folosi fie armarea continuă, fie o armare întreruptă.

Metode de *armare continuă* a plăcilor cu mai multe deschideri se întrebuinţează în cazul unor bare de rezistenţă cu diametrul de 5 mm şi mai mare. In acest caz, plasa în formă de sul, cu barele de rezistenţă aşezate în lung se desfăşoară pe cofraj deacurmezişul grinzilor (fig. 124, *a*). La reazeme, placa se aşează pe armătura superioară a carcaselor grinzilor, iar în câmp se prinde cu cuie îndoite de cofraj, lăsându-se spaţiile necesare, pentru stratul de acoperire de beton, cu ajutorul suporţilor executaţi din mortar de ciment. Indoitura inferioară a plasei se face la o distanţă de 1/4 din deschiderea dela axa reazemului.

In deschiderile marginale, dacă rezultă din calcul, se poate monta o plasă suplimentară, care se petrece dincolo de primul reazem intermediar cu 1/4 din deschiderea plăcii (fig. 124, *b*). In locul plasei suplimentare, „Instrucţiunile" admit montarea de bare separate cu ciocuri drepte la capete; aceste bare se leagă de plasa principală.

Metoda de *armare întreruptă* a plăcilor grinzii se întrebuinţează atunci când armătura de rezistenţă are un diametru de 6 mm şi chiar mai mare. In acest caz, plasa sub formă de sul, care are barele de rezistenţă aşezate transversal, se desfăşoară dealungul grinzilor, în partea inferioară a plăcii, în câmp şi în partea superioară în dreptul reazemelor (fig. 125, *a*). In locul plasei sub formă de sul se pot întrebuinţa plase plane separate.

Pa baza momentelor de calcul, se prevăd în câmpurile marginale şi deasupra primului reazem intermediar plase mai puternice. Lăţimea sulului de plasă şi a plaselor plane pentru fâşiile din câmp trebue alese în concordanţă cu deschiderile plăcilor; pentru fâşiile din dreptul reazemelor, lăţimea sulului şi a plaselor drepte se ia egală cu circa 1/2 din deschiderea plăcii.

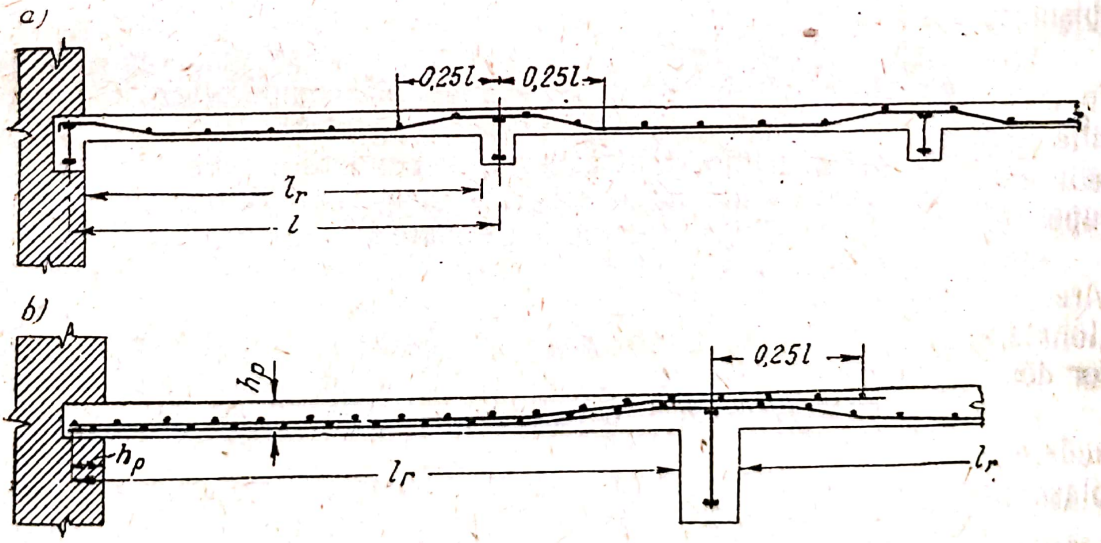


Fig. 124. Armarea continuă a plăcii cu plasă în suluri:
a — cu o singură plasă; b — cu o plasă suplimentară în prima deschidere.

Innădirea plaselor în ambele direcţii (la carcase) se face după cum se arată în figura 48.

La plăcile cu deschideri mari, pentru a se face economie de metal, armătura de deasupra reazemelor se poate executa din două plase, fiecare cu o lățime de circa 0,4 l (fig. 125, b).

Atunci când în deschiderea marginală placa se leagă monolitic de o grindă marginală, deasupra acesteia din urmă se montează constructiv o plasă pe o lățime de 0,15 l (fig. 125, a).

Pe reazemele simple plasa trebue să aibă cel puțin o singură bară transversală, așezată dincolo de marginea reazemului (fig. 125, b). Dacă acest lucru nu poate fi însă îndeplinit, la capetele barelor se execută ciocuri (fig. 125, c) sau se sudează o bară transversală suplimentară (fig. 125, d).

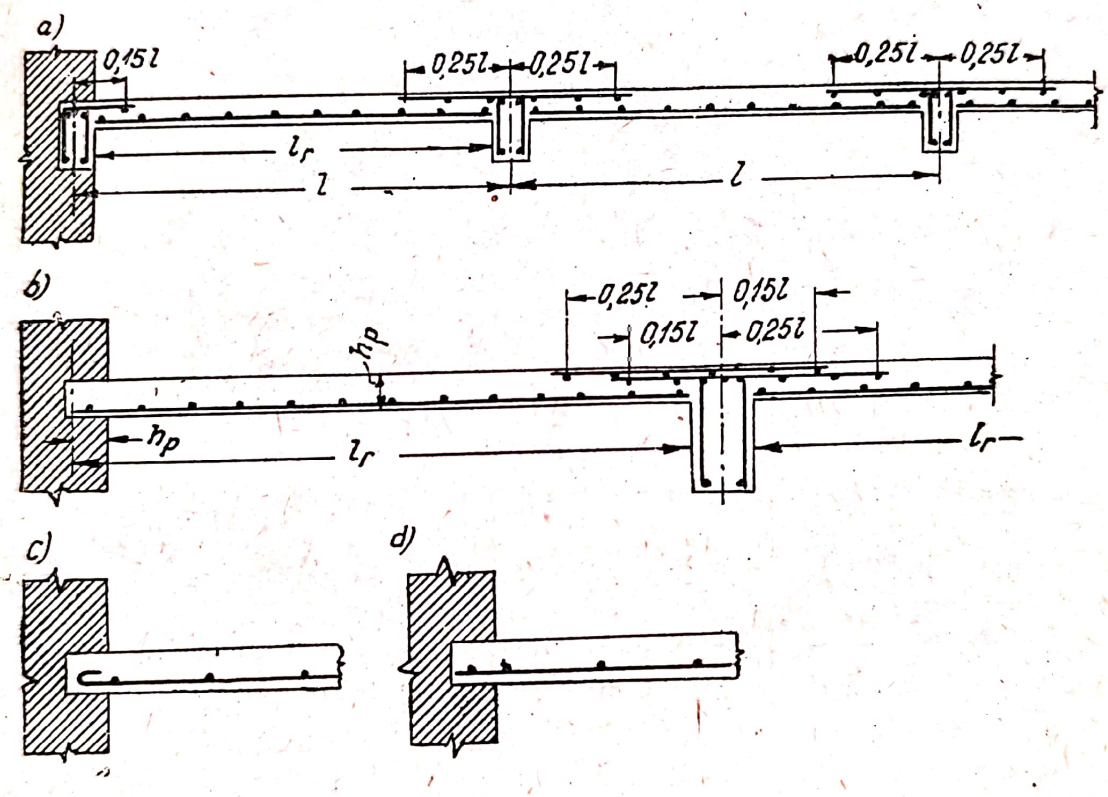


Fig. 125. Armarea întreruptă a plăcii cu plase sudate:
a — cu o singură plasă în dreptul reazemului; b — cu două plase în dreptul reazemului; c și d detalii de armare a plăcii la reazemul simplu

Grinzile secundare se armează în câmp cu carcase plane, care se duc până la marginile grinzilor principale (fig. 126, a). In dreptul reazemului este însă rațional să se armeze grinzile cu plase în suluri care au barele de rezistență dispuse transversal, desfășurând aceste plase deasupra grinzilor principale, sau cu plase plane, așezându-le uniform pe toată lungimea, deasupra grinzilor principale. Dacă grinzile au deschideri destul de mari, pentru a se face economie de oțel, armătura dela reazem poate fi formată din două plase, care se acoperă parțial (fig. 126, a).

Utilitatea executării armăturii de pe reazem sub formă de plase de lățime mare, propuse pentru prima dată de M. S. Borișanschi și A. S. Scepotiev, s'a verificat, experimental, la Institutul ȚNIPS în 1945; toate barele

plaselor depe reazeme lucrau la stadiul de rupere cu un efort unitar egal cu limita lor de curgere, datorită cărui fapt se explică și capacitatea portantă ridicată a planșeului experimental.

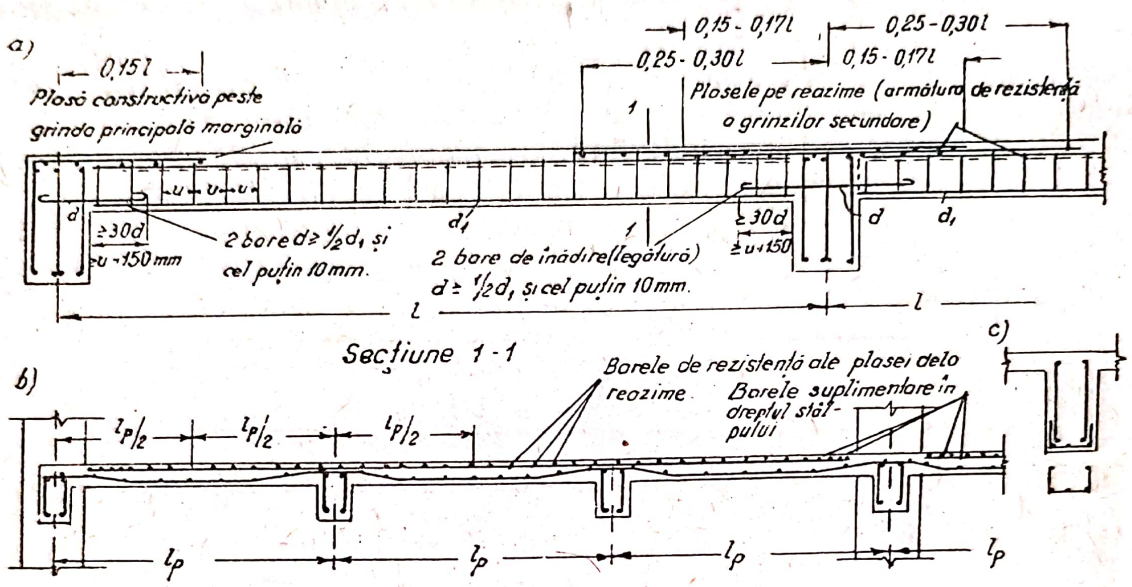


Fig. 126. Armarea grinzii secundare cu carcase sudate plane în câmp și cu plase sudate pe reazem·

a — vedere laterală; b — secțiune prin armătura dela reazem; c — plasă sub jghiab la reazem

Ca secțiune de calcul a acestei armături se ia secțiunea totală a barelor de rezistență ale plaselor, care se găsesc între axele panourilor învecinate ale plăcii; pentru grinzile marginale, secțiunea de calcul a barelor plaselor se ia pentru jumătatea panoului marginal al plăcii.

In dreptul stâlpilor, plasele depe reazeme se întrerup, iar în locul lor se montează, în apropierea stâlpilor, bare suplimentare (fig. 126, *b*). Aceste bare au secțiunea egală cu secțiunea barelor de rezistență ale plasei depe reazeme, care revin pe lățimea stâlpului. In locul barelor separate se admite și montarea pe ambele părți ale stâlpilor a unor bucăți de plasă având secțiunea necesară egală cu a barelor de rezistență.

Pentru a se lega armătura inferioară de rezistență a carcaselor grinzilor secundare de grinda principală, se trec câte două bare de înnădire cu diametrul $d \geqslant 1/2\ d_1$ (cel puțin 10 mm) unde d_1 este diametrul barelor de rezistență ale grinzilor secundare. Aceste bare de înnădire se leagă de barele de rezistență și se introduc în grinda secundară pe o lungime de 30 d, dar cel puțin pe o lungime egală cu un interval dintre barele trasversale ale carcaselor plus 15 cm, calculând dela marginea grinzii principale.

Dacă în zona momentelor negative e nevoe de mai mult decât o singură carcasă, se recomandă ca barele comprimate ale carcaselor să fie cuprinse de plase sub formă de jghiab (fig. 126, *c*). Verificarea experimen-

tală a comportării porţiunilor de reazem ale grinzilor atunci când carcasele lor se întrerup la marginea reazemelor folosind bare de înnădire, a dat deasemenea rezultate pozitive.

Grinzile principale pot fi armate în două feluri:

a) armătură sub formă de carcase separate în câmp şi la reazeme (fig. 127); în acest caz pentru a se face economie de oţel, în deschiderile marginale, o parte din carcasele din câmp nu se duc deobicei până la reazeme, ci se întrerup în funcţie de diagrama momentelor;

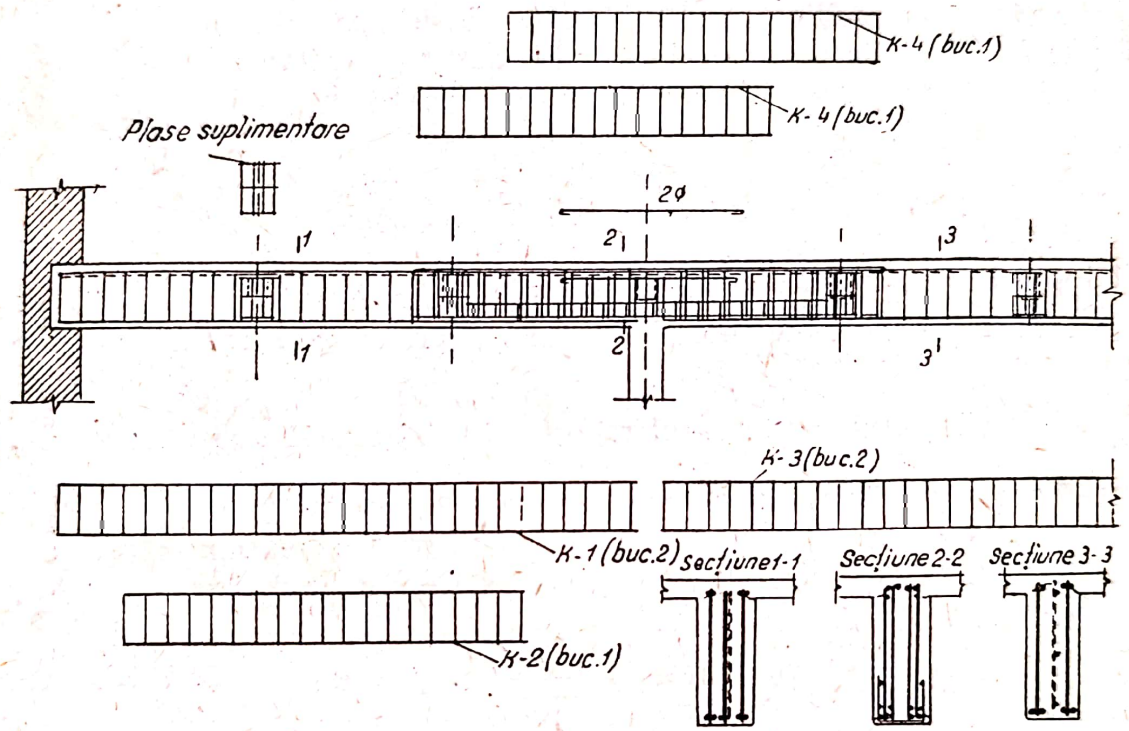


Fig. 127. Armarea grinzii principale cu carcase plane

b) după tipul de armare al grinzilor secundare, plasa de peste reazeme se aşează pe ambele părţi ale stâlpului, pe o lăţime de cel mult 1/3 din distanţa dintre grinzile principale.

In locurile de rezemare a grinzilor secundare se montează plase suplimentare (fig. 108), al căror calcul se face cu ajutorul formulei (148).

Folosirea plaselor şi a carcaselor sudate pentru armarea planşeelor cu nervuri are o consecinţă tehnico-economică importantă. In comparaţie cu armătura obişnuită din St O, legată cu sârmă arsă, consumul de oţel la grinzi cu carcase sudate, din oţeluri cu rezistenţă superioară (σ_c =3000—3500 kg/cm²) se reduce cu 20—25%, iar la plăcile cu plase sudate, din sârmă trasă la rece, cu 40—50%.

Pe lângă economia de metal, folosirea armăturii sudate îmbunătăţeşte radical metodele de executare a lucrărilor de armare şi permite reducerea termenelor de execuţie a construcţiilor de beton armat.

§ 21. CALCULUL PLANŞEELOR CU GRINZI PRINCIPALE ŞI SECUNDARE

1. Determinarea momentelor încovoietoare şi a forţelor tăietoare

Calculul planşeelor cu grinzi principale şi secundare se compune din calculul plăcii, al grinzilor secundare şi al celor principale.

La calculul plăcilor continue, grinzilor secundare, planşeelor şi acoperişurilor, se recomandă să se ţină seamă de redistribuirea eforturilor în urma deformaţiilor plastice.

La baza acestei metode de calcul stă teoria calculului sistemelor static nedeterminate la echilibrul limită, elaborată de profesorul A. A. Gvozdev. Acest calcul permite să se evalueze mai corect capacitatea portantă a construcţiei şi pe lângă aceasta realizează o oarecare economie de metal[1]).

a) *Plăci armate într'un sens*

Valorile momentelor încovoietoare în fiecare deschidere a plăcii se iau independent de ipotezele posibile de încărcare a construcţiei cu sarcini mobile.

La plăcile continue, în cazul raportului $\frac{l_2}{l_1} > 2$ şi în cazul sarcinii uniform distribuite, determinarea momentelor încovoietoare se face pornind dela următoarea condiţie: semisuma momentelor dela reazeme plus momentul la mijlocul deschiderii trebue să dea, în fiecare deschidere, cel puţin:

$$M = \frac{(g+p)\, l^2}{8}.$$

Totodată, în fiecare secţiune momentul de calcul trebue să se ia de cel puţin:

$$M = \frac{(g+p)\, l^2}{24}.$$

In cazul plăcilor continue cu deschideri egale (sau atunci când deschiderile nu diferă una de alta cu mai mult decât 10%), se recomandă ca momentele de calcul să se determine cu următoarele formule:

In câmpurile intermediare:

$$M = \frac{(g+p)\, l^2}{16}. \qquad (151)$$

---

[1] Instrucţiuni cu privire la calculul plăcilor şi al grinzilor secundare al planşeelor de beton armat, ţinându-se seamă de deformaţiile plastice (1—132—50) Stroiizdat, 1950. (N. R. Editura de Stat pentru literatura de construcţii).

La reazeme intermediare în afara celui de al doilea dela capăt;

$$M = -\frac{(g+p)\,l^2}{16} \qquad (152)$$

în deschiderea marginală;

$$M = \frac{(g+p)\,l^2}{11} \qquad (153)$$

la cel de al doilea reazem dela capăt:

$$M = -\frac{(g+p)\,l^2}{14} \cdot {}^{1)} \qquad (154)$$

Formulele (152) și (154) dau valoarea momentelor dela reazem la marginea acestuia.

Deschiderea de calcul l a plăcii se ia în funcție de condițiile de rezemare. La deschiderile intermediare și la cele extreme, dacă reazemele sunt grinzi de beton armat, deschiderea se ia egală cu lumina iar în deschiderea extremă, în cazul rezemării simple, egală cu lumina plus jumătate din grosimea plăcii.

La calculul unei plăci considerate ca sistem elastic, ținându-se seamă de repartizarea cea mai defavorabilă a sarcinilor mobile, se poate folosi tabela din anexa II. Ținând seamă de influența grinzilor secundare, valorile considerate în calcul, ale sarcinii permanente g' și celei mobile p', se iau egale cu:

$$g' = g + \frac{1}{2}p;$$

$$p' = \frac{1}{2}p.$$

în care g și p sunt sarcinile efective, permanentă și mobilă.

Calculul secțiunii (armăturii) se face: în câmp, după momentele maxime, iar la reazeme, după momentul la marginea nervurii, care se determină cu ajutorul formulei:

$$M'_{rz} = M_{rz} - \frac{q\,l\,b}{4},$$

în care M_{rz} este momentul în axa reazemului;

q — încărcarea totală pe 1 m²;

b — lățimea nervurii.

Deschiderea de calcul l a plăcii se ia egală cu distanța dintre axele nervurii.

---

[1] In instrucțiunile pentru întrebuințarea carcaselor și a plaselor sudate (I-122—59) acest moment este luat egal cu: $M = -\frac{(g+p)\,l^2}{11}$.

Scanned with OKEN Scanner

b) *Grinzile secundare*

Se recomandă, ca atunci când mărimile deschiderilor alăturate diferă între ele cu cel mult 10%, momentele încovoietoare de calcul, în cazul sarcinilor uniform distribuite, să se determine cu ajutorul formulelor:

în câmpurile intermediare:

$$M = \frac{(g+p)\ l^2}{16} \tag{155}$$

în reazemele intermediare:

$$M = -\ \frac{(g+p)\,l^2}{16} \tag{156}$$

în câmpul marginal:

$$M = \frac{(g+p)\ l^2}{11} \tag{157}$$

în cel de al doilea reazem dela capăt:

$$M = -\ \frac{(g+p)\,l^2}{11} \tag{158}$$

Momentele de calcul dela reazem se referă la secțiunile din dreptul marginilor reazemelor. In acest caz, procentul de armare al secțiunilor dela reazem ale grinzilor se limitează prin condiția:

$$\mu \leq 0{,}3\ \frac{R_i}{\sigma_a}$$

ceeace corespunde cu $x \leq 0{,}3\ h_0$.

Pentru deschiderile intermediare, deschiderea de calcul l se ia egală cu distanța dintre grinzile principale (lumina); pentru deschiderile marginale, se ia egală cu distanța dela fața laterală a grinzii principale până la mijlocul reazemului de pe zid, iar în cazul când dealungul conturului planșeului există grinzi marginale (centuri), se ia egală cu lumina dintre grinda principală și grinda marginală. Dacă deschiderile învecinate sunt diferite (în limitele de 0,1 l), momentul dela reazem se determină după deschiderea mai mare.

Forțele tăietoare dela capetele deschiderilor marginale se iau egale cu:

în primul reazem

$$Q_A = 0{,}4\ (g+p)\ l; \tag{159}$$

în cel de al doilea reazem

$$Q_B^{st} = 0{,}6\ (g+p)\ l. \tag{160}$$

La toate celelalte deschideri, forța tăietoare se determină ca și pentru o grindă simplu rezemată:

$$Q_B^{dr} = Q_C^{st} = \ldots = 0{,}5\ (g+p)\ l. \qquad (161)$$

Diagrama momentelor încovoietoare se construește în felul următor:

a) pentru momentele minime — în toate deschiderile intermediare după parabole, care corespund acțiunii sarcinii permanente de calcul (după formula $g' = g + \frac{p}{4}$) și care trec prin vârfurile ordonatelor dela reazeme, obținute din calcul, iar în deschiderile marginale — după drepte care încep la ordonata maximă, dela reazem, și care intersectează linia zero la o distanță dela aceasta egală cu $\frac{(g+p)\ l}{\left(g+\frac{p}{4}\right)8}$;

b) pentru momentele maxime — după parabole care corespund acțiunii sarcinilor permanente și mobile și care au vârfurile pe ordonatele maxime ale momentului pozitiv în fiecare deschidere, și anume: în deschiderile marginale la 0,425 l dela capătul simplu rezemat, iar în celelalte deschideri, la mijlocul deschiderii.

După indicațiile Institutului KTIS[1]), s'au construit diagramele acoperitoare ale momentelor (vezi anexa IV) pentru o grindă secundară cu deschideri egale, pentru diferite rapoarte p/g dintre încărcarea mobilă și cea permanentă variind între 0,5 și 5. In acest caz, valoarea coeficientului β care intră în formula $M = \beta\ (g+p)\ l^2$, necesară la determinarea ordonatelor momentelor pozitive, este dată în anexă, pentru cinci puncte în fiecare deschidere, iar valorile β pentru calculul ordonatelor momentelor negative sunt date în anexă și în tabela 21 în funcție de raportul $\frac{p}{g}$.

Tabela 21

Valoarea coeficientului β pentru determinarea ordonatelor momentelor $M = \beta\ (g+p)\ l^2$

Nr. / p/g	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	—0,091	—0,025	+0,011	+0,016	—0,008	—0,0625	—0,003	+0,028	+0,028	—0,003	—0,0625
1,0	—0,091	—0,035	—0,005	+0,001	—0,018	—0,0625	—0,013	+0,013	+0,013	—0,013	—0,0625
1,5	—0,091	—0,041	—0,014	—0,008	—0,024	—0,0625	—0,019	+0,004	+0,004	—0,019	—0,0625
2,0	—0,091	—0,045	—0,020	—0,014	—0,028	—0,0625	—0,023	—0,003	—0,003	—0,023	—0,0625
2,5	—0,091	—0,048	—0,023	—0,017	—0,031	—0,0625	—0,025	—0,006	—0,006	—0,025	—0,0625
3,0	—0,091	—0,050	—0,027	—0,022	—0,033	—0,0625	—0,028	—0,010	—0,010	—0,028	—0,0625
3,5	—0,091	—0,052	—0,030	—0,025	—0,035	—0,0625	—0,029	—0,013	—0,013	—0,029	—0,0625
4,0	—0,091	—0,053	—0,032	—0,026	—0,036	—0,0625	—0,030	—0,015	—0,015	—0,030	—0,0625
4,5	—0,091	—0,054	—0,033	—0,028	—0,037	—0,0625	—0,032	—0,016	—0,016	—0,032	—0,0625
5,0	—0,091	—0,055	—0,035	—0,029	—0,038	—0,0625	—0,033	—0,018	—0,018	—0,033	—0,0625

[1]) Vezi instrucțiunile (I-132—50).

In planșa diagramelor momentelor acoperitoare (vezi anexa IV) sunt date deasemenea pentru diferite rapoarte p/g, valorile expresiei $\frac{g+p}{g+\frac{p}{4}} \cdot \frac{l}{8}$, necesare la construirea diagramelor negative în prima deschidere.

La calculul cu ajutorul tabelei din anexa II, a grinzilor secundare, considerate ca sisteme elastice, ținând seamă de influența de descărcare a grinzii principale, sarcinile de calcul permanente g' și mobile p' se iau egale cu:

$$g' = g + \frac{1}{4} p; \qquad p' = \frac{3}{4} p$$

In câmp, calculul secțiunilor se face după momentele maxime, iar la reazeme, după momentele dela marginea grinzilor, care se determină cu formula:

$$M_{calcul} = M_{rz} - Q \frac{b}{2},$$

în care Q este forța tăietoare în secțiunea dela reazem;

b — lățimea grinzii principale.

Deschiderea de calcul se ia egală cu distanța dintre axele reazemelor, iar dacă lățimea acestora este mai mare decât 0,05 l_0, egală cu lumina plus 0,05 l_0.

c) *Grinzile principale*

La calculul grinzii principale a unui planșeu obișnuit cu nervuri, nu se ține seamă de redistribuirea eforturilor datorită deformațiilor plastice și calculul se face la fel ca pentru o grindă elastică.

Grinzile principale ale planșeului sunt considerate grinzi continue cu mai multe deschideri, încărcate cu sarcini concentrate, egale cu reacțiunile maxime dela reazem ale grinzilor secundare.

Pentru diferite cazuri de încărcare cu sarcini concentrate egale, așezate la distanțe egale, determinarea momentelor și forțelor tăietoare ale grinzilor principale cu deschideri egale se poate face cu ajutorul tabelelor (vezi anexa II).

Dacă diferența dintre lungimile deschiderilor depășește 10%, calculul grinzii principale se poate face cu ajutorul ecuației celor trei momente.

Trebue notat că este mai just ca grinzile principale să fie calculate, ținându-se seamă de influența rigidității stâlpilor, adică să se calculeze ca grinzi de cadru.

In ce privește construirea diagramei acoperitoare a momentelor, este suficient să se determine valoarea momentelor maxime și minime în dreptul sarcinilor și la reazeme (vezi anexa III).

Scanned with OKEN Scanner

2. Modul de conducere al calculului planşeelor cu grinzi

Calculul se face în următoarea succesiune: placa, grinda secundară, grinda principală.

a) *Placa*

Încărcarea pe 1 m² de placă este formată dintr'o încărcare permanentă şi din una mobilă (utilă); la rândul ei, cea permanentă g, este formată din greutatea proprie a plăcii, greutatea pardoselilor şi a tencuielii (drişcuială) dela partea de jos; cea utilă p, ţinând seamă de destinaţia clădirii sau după cum se dă. Pentru o lăţime de calcul a plăcii de 1 m, încărcarea pe 1 m² va fi în acelaşi timp şi cea de calcul pe 1 ml de fâşie de placă.

Deschiderea plăcii (distanţa dintre grinzile secundare) depinde în primul rând de grosimea plăcii şi de încărcare. Pentru o grosime de 8 cm, deschiderea plăcii se poate lua, cu aproximaţie: pentru o încărcare totală $q = 500$ kg/m² egală cu 2,9—3,1 m; pentru $q = 750$ kg/m², egală cu 2,2—2,4 m; pentru $q = 1000$ kg/m², egală cu 1,9—2,1 m şi pentru $q = 1500$ kg/m², egală cu 1,6—1,8 m.

Mărimea deschiderii de calcul (lumina) se determină în funcţie de indicaţiile dela punctul 1, pentru aceasta fiind necesar să se fixeze în prealabil dimensiunile grinzii. Înălţimea acesteia din urmă se poate lua între $l/12$ şi $l/16$, iar lăţimea între $h/2$ şi $h/3$, ţinându-se seamă de dimensiunile normate de 15, 18, 20, 25, 30 cm.

Apoi, stabilind valoarea momentelor pozitive şi negative după indicaţiile date la punctul 1, se trece la calculul secţiunilor. In funcţie de raportul dintre momentele $\frac{M_p}{M_g}$, ceeace în cazul de faţă corespunde cu raportul p/g, se determină după tabela 7 coeficientul de siguranţă k.

Grosimea plăcii se determină după momentul maxim al deschiderii marginale, pornind dela un procent de armare de 0,5—0,8% (pentru beton marca 110—140). Grosimea calculată a plăcii (în centimetri întregi) se ia egală pentru toate deschiderile, şi plecând dela această grosime se calculează secţiunea armăturii în câmpuri şi la reazeme.

La plăcile rezemate pe grinzi, pe tot conturul şi legate monolitic de ele, având în vedere că nu se ţine seamă de coeficientul de siguranţă suplimentar, în câmpurile intermediare şi la toate reazemele intermediare trebue (conform punctului 68 din N şi TU — 3 — 49) să se reducă cu 20% secţiunea armăturii rezultate din calcul; în câmpurile marginale şi la reazemul al doilea dela margine, secţiunea de calcul a armăturii nu se reduce atunci când $l_1/l_2 > 2$.

b) *Grinda secundară*

Deschiderea de calcul se determină în conformitate cu indicaţiile dela punctul 1. Aici este necesar să se dea în prealabil dimensiunile grinzii principale; înălţimea se poate lua între $l/8$ şi $l/12$, deasemenea în funcţie de încărcarea dată, iar lăţimea, între $^1/_2\,h$ şi $^1/_3\,h$, deobicei de 30—40 cm.

Incărcarea pe metru de grindă este formată din: sarcina permanentă reală dată de placă și greutatea proprie a grinzii; sarcina utilă — pornind dela încărcarea dată de 1 m² de pardoseală. Incărcarea pe grindă se calculează în tone pe metri, cu o precizie de o miime, sau în kilograme pe metri.

Momentele încovoietoare și forțele tăietoare se determină, așa cum s'a arătat la punctul 1.

Coeficientul de siguranță se ia din tabela 7, deasemenea în funcție de raportul p/g.

Inălțimea aleasă a grinzii secundare se verifică la momentul dela marginea celui de al doilea reazem; această înălțime nu trebue să depășească înălțimea limită pentru armarea simplă. Pentru stabilirea înălțimii, se pot folosi și formulele empirice (83) și (84).

Intrucât pentru grinzile secundare se ia deobicei $0{,}2 > \frac{h_n}{h} > 0{,}1$, armătura în câmp se determină la fel ca pentru o secțiune dreptunghiulară cu lățimea b_p. La reazeme, placa secțiunii T se găsește în zona întinsă și secțiunea se consideră dreptunghiulară, având lățimea b.

In câmp, secțiunea totală, aleasă, a armăturilor trebue să se apropie pe cât posibil de cea rezultată din calcule, diferind de aceasta din urmă cu cel mult 5%; la reazeme și pentru barele ridicate, unde secțiunea totală a armăturilor rezultă din barele existente, diferența dintre secțiunea reală și cea rezultată din calcul este uneori și mai mare.

La montarea barelor trebue să fie respectate riguros normele de distanță minimă (lumina) dintre bare (25 mm jos și 30 mm sus) și grosimea stratului de acoperire; în acest scop, se verifică lățimea grinzii b în funcție de așezare și de diametrul barelor.

Cu valorile găsite pentru forțele tăietoare, se determină eforturile unitare principale de întindere și se întocmesc diagramele respective, care servesc la ridicarea barelor.

Atunci când $\sigma_{pr} \leq \frac{R_t}{k_1}$, condiție care se verifică adeseori în dreptul reazemelor marginale, această diagramă nu se mai construește și barele se ridică constructiv.

Pentru $\sigma_{pr} > \frac{R_t}{k_1}$ se construește diagrama începând dela marginea reazemului; marginea diagramei se determină cu ajutorul formulei $\frac{Q}{g+p}$.

Din diagramă se separă cu linii orizontale fâșiile care se transmit armăturii longitudinale și etrierilor, iar cu o linie verticală (după ordonata $\frac{R_t}{k_1}$) se separă partea transmisă betonului.

Efortul principal de întindere, transmis barelor ridicate, se determină cu ajutorul formulei:

$$Z_0 = \frac{\Omega b}{\sqrt{2}},$$

în care Ω este suprafața părții din diagrama eforturilor unitare de forfecare, care revin barelor ridicate.

Secțiunea totală a barelor ridicate este:

$$F_0 = \frac{K Z_0}{\sigma_c} .$$

Apoi se determină numărul barelor ridicate, în funcție de diametrii adoptați pentru barele din câmp și se face repartizarea lor pe lungimea grinzii. La repartizarea în câmp a barelor alese, este necesar să se respecte următoarele indicații: în câmpurile marginale ale grinzilor, armătura se așează deobicei pe două rânduri; iar în cele intermediare, pe un singur rând, numărul barelor fiind foarte rar mai mare decât 5 și mai mic decât 3. La grinzi nu trebue să se admită bare cu mai mult decât doi (în caz extrem trei) diametri diferiți, care diferă cu 2—4 mm. Totodată, trebue să se aleagă astfel armătura, încât întreaga armătură înclinată a grinzii să se obțină prin ridicarea armăturii inferioare din câmpuri; în caz extrem, se poate adăuga unul sau doi călăreți în același plan, cel mai apropiat de reazem; se pot ridica toate barele inferioare cu excepția celor două bare marginale. Barele ridicate trebue nu numai să preia eforturile unitare principale de întindere ca valoare, ci să și acopere toată lungimea diagramei acestora, respectând însă condiția de distanță maximă dintre barele ridicate. Dacă această ultimă condiție nu este respectată, trebue să se prevadă un călăreț deasupra reazemului, sau să se micșoreze diametrul barelor, pentru a se obține un număr mai mare de bare ridicate.

Construirea diagramei acoperitoare a momentelor, cu respectarea redistribuirii eforturilor din cauza deformațiilor plastice se face în conformitate cu indicațiile dela punctul 1, iar construcția „diagramei armăturii", după § 16, punctul 3.

c) *Grinda principală*

Pentru deschiderea de calcul, se ia distanța dintre axele reazemelor (stâlpilor). Lungimea de reazem pe un zid de cărămidă este de 38 cm (1,5 cărămizi). Indicații cu privire la fixarea prealabilă a dimensiunilor grinzii sunt date mai sus.

Sarcinile concentrate din planșeu se determină pe baza reacțiunilor dela reazeme ale grinzilor secundare, fără a se ține seamă de continuitatea lor.

Deoarece greutatea proprie a grinzii principale reprezintă o parte neînsemnată față de sarcinile concentrate, transmise de grinzile secundare, se recomandă ca în locul încărcării uniform distribuite din greutatea proprie să se ia o sarcină concentrată, egală cu greutatea porțiunii de grinda principală cuprinsă între grinzile secundare și aplicată în dreptul acestora.

După determinarea sarcinilor concentrate, trebue să se facă verificarea secțiunii „la forfecare" pentru forța tăietoare maximă, în dreptul primului reazem intermediar, la stânga lui Q_b^{st}. In acest caz, mărimea efortului unitar principal de întindere nu trebue să depășească $\sigma_{pr} = \frac{R_i}{7}$.

Dacă dimensiunile secțiunii sunt insuficiente, trebue mărită lățimea sau înălțimea grinzii, sau ambele dimensiuni.

Momentele încovoietoare și forțele tăietoare se determină cu ajutorul tabelei din anexa II. Momentele de calcul în câmp sunt momentele maxime pozitive, iar la reazeme, momentele la marginile stâlpilor sunt determinate cu formula:

$$M_{calcul} = M_{rz} - Q\,\frac{b}{2} \qquad (162)$$

După cum rezultă din această formulă, trebue fixată dinainte o secțiune a stâlpului, apropiată de realitate, lățimea stâlpului trebuind să fie în orice caz, cel puțin egală cu aceea a grinzii principale.

In cazul încărcării cu sarcini concentrate, forțele tăietoare la marginile reazemelor sunt egale cu forțele tăietoare în axele reazemelor. Pe lângă forțele tăietoare dela marginile reazemelor, trebue să fie determinate deasemenea forțele tăietoare din dreptul sarcinilor concentrate (la stânga și la dreapta lor).

Apoi se trece la calculul secțiunii armăturii.

Coeficientul de siguranță se ia din tabela 7, în funcție de raportul dintre valorile momentelor de încovoiere pozitive în primul câmp, date de încărcarea mobilă și de cea permanentă $\left(\frac{M_p}{M_g}\right)$.

La calculul armăturii din câmp, este necesar să se stabilească, în funcție de raportul $\frac{h_p}{h}$, modul în care trebue calculată secțiunea: ca o secțiune dreptunghiulară cu lățimea $b\,(h_p/h < 0{,}10)$ sau cu lățimea $b_p\,(h_p/h \geqslant 0{,}10)$.

La reazeme, unde se ia totdeauna o secțiune dreptunghiulară de lățime b, armătura se determină în funcție de momentul din dreptul marginii stâlpului.

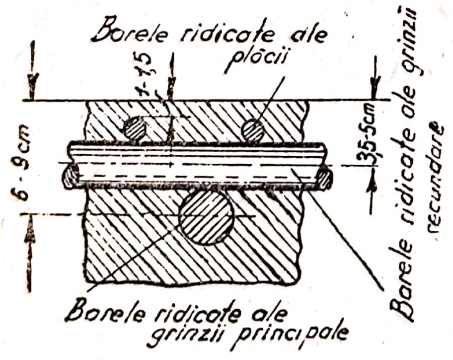


Fig. 128. Detaliu de așezare a armăturii pe reazem

Dacă la reazeme este necesară o armare dublă, armătura comprimată se obține, după cum se știe, prin prelungirea barelor drepte inferioare, cel puțin două de fiecare parte — cu cel puțin 20 d dela axa reazemului. Prin urmare, cunoscând secțiunea armăturii comprimate, se determină numai secțiunea armăturii superioare întinse F_a.

La intersecția grinzii principale cu cea secundară deasupra stâlpului, în zona superioară, se intersectează trei feluri de armături: cea superioară a plăcii, cea a grinzilor principale și cea a grinzilor secundare (fig. 128). Deaceea la calculul secțiunii din dreptul reazemului, a grinzii principale, mărimea a se ia între 6 și 9 cm (în cazul a două rânduri de armătură).

La calculul barelor ridicate și al etrierilor grinzii principale, se procedează în ultimă analiză la fel ca la calculul grinzilor secundare. La grinzile cu secțiune constantă, diagrama $\tau_0 = \sigma_{pr}$ va fi în trepte, formată din

dreptunghiuri. Lungimea de calcul a diagramelor se ia egală cu distanța dela marginea reazemului până la marginea grinzii secundare și respectiv, între marginile acestora din urmă; armăturii longitudinale i se transmite la toate reazemele 20% Z_0, adică se ia $\tau_a = 0{,}2\ \tau_0$.

In ce privește așezarea barelor în grindă, trebue să se țină seamă de indicațiile date pentru grinzile secundare. Dacă barele ridicate în dreptul reazemului intermediar nu sunt suficiente, se prevăd unul sau doi călăreți. Dacă sunt necesari însă mai mult decât doi călăreți, aceasta denotă deobicei o alegere nepotrivită a diametrilor armăturii longitudinale, care trebue micșorate în consecință, pentru a acoperi diagrama pe toată lungimea, fără ca distanța dintre barele ridicate să fie mai mare decât înălțimea grinzii.

Construirea diagramei acoperitoare a momentelor se face mai ușor pentru grinda principală, deoarece este suficient să se determine momentele numai în dreptul sarcinilor și la reazeme (v. anexa III).

3. Exemplul 14. Proiectarea unui planșeu cu nervuri, armat cu bare separate

Să se calculeze și să se proiecteze un planșeu cu grinzi între etaje pentru un corp industrial cu patru etaje (inclusiv parterul). Dimensiunile încăperii 18,4 × 35,5 m (lumina); înălțimea etajului 4,5 m. Pereții sunt de cărămidă iar pardoseala de mortar de ciment. Incărcarea utilă (pentru toate planșeele): 500 kg/cm². Beton, marca 110; oțel, marca St 0; presiunea admisibilă pe teren, 2 kg/cm². Nu există restricții speciale în legătură cu distribuția stâlpilor și a grinzilor .

a) *Alcătuirea rețelei de grinzi și stâlpi și stabilirea deschiderilor de calcul*

Deoarece nu există îngrădiri în ce privește amplasarea stâlpilor, este avantajos să se așeze în așa fel grinzile și stâlpii, încât deschiderile marginale de calcul ale plăcilor și ale grinzilor să fie mai mici decât cele intermediare, în limita diferenței admisibile de 10%, iar grosimea plăcii să fie cea minimă (8 cm)

Pentru încărcarea dată și grosimea minimă a plăcii de 8 cm, distanța dintre grinzile secundare trebue să fie de circa 2,4 m.

Dacă există două rânduri longitudinale de stâlpi se pot considera două soluții: cu grinzi principale, așezate transversal, fie pe direcția longitudinală a încăperii, fie dealungul ei. In primul caz, când deschiderile grinzilor principale sunt circa 6 m, distanța dintre grinzile secundare este de circa 2 m. ceeace reprezintă o cifră foarte mică pentru încărcarea și grosimea plăcii. In ipoteza așezării longitudinale a grinzilor principale, distanța medie dintre grinzile secundare (deschiderea plăcii din ax în ax) este:

$$l = \frac{35.50}{15} = 2{,}37 \text{ m.}$$

Se consideră deschiderile marginale cu 10% mai mici, adică $l_{mr} = 2{,}15$ m; deschiderile intermediare vor fi:

$$l_{im} = \frac{35{,}50 - 2{,}15 \cdot 2}{13} = 2{,}40 \text{ m.}$$

Așezând în fiecare deschidere a grinzii principale câte două grinzi secundare, se obțin distanțele dintre reazeme; între stâlpii intermediari — $l_{2,\ 3,\ 4} = 2{,}40 \cdot 3 = 7{,}20$ m dela perete până la axul stâlpului marginal — $l_{1,5} = 2{,}40.2 + 2{,}15 \cdot 1 = 6{,}95$ m.

Distanța dintre stâlpi, perpendicular pe direcția longitudinală (deschiderile grinzilor secundare) este luată deasemenea cu reducerea deschiderilor marginale, în limita de 10%. In cazul deschiderilor egale:

$$l = \frac{18{,}40}{3} = 6{,}13 \text{ m.}$$

Pentru deschiderile marginale $l = 5{,}95$ m (până la marginea zidului); în acest caz, se obține deschiderea intermediară (între axe);

$$l = 18{,}40 - 2 \cdot 5{,}95 = 6{,}50 \text{ m.}$$

Schema așezării grinzilor și a stâlpilor este dată în figura 129.

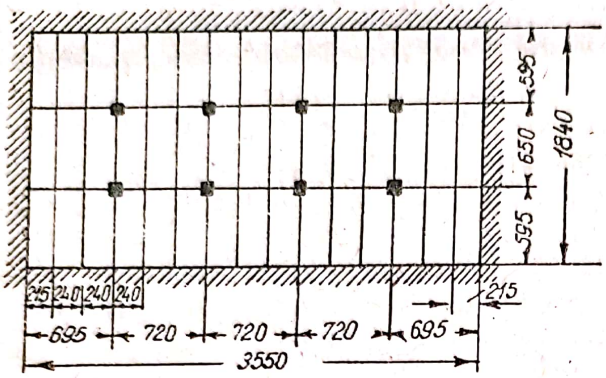


Fig. 129. Schema planșeului

b) Placa

Pentru determinarea deschiderilor de calcul, se adoptă înălțimea grinzii secundare $h = \frac{650}{14} \approx 45$ cm și lățimea $b = 20$ cm.

Deschiderile intermediare ale plăcii (lumina).

$$l = 240 - 20 = 220 \text{ cm.}$$

Valoarea de calcul a deschiderilor marginale ale plăcii

$$l = 215 - \frac{20}{2} + \frac{8}{2} = 209 \text{ cm}$$

Diferența dintre deschiderile considerate în calcul

$$\frac{220 - 209}{209} 100 = 5{,}3\% < 10\%.$$

Incărcarea pe 1 m²

Greutatea proprie a plăcii	0,08 · 2500	= 200 kg/m²
Pardoseala de ciment și drișcuiala	0 02 · 2200 + 0,005 · 2000	= 54 kg/m²
Incărcarea permanentă		g ≈ 255 kg/m²
Incărcarea utilă		p = 500 kg/m²
Incărcarea totală		q = 755 kg/m²

In calcul se consideră o fâșie de placă de 1 m lățime.

Momentele încovoietoare

In câmpul marginal

$$M_1 = \frac{(g+p)l^2}{11} = \frac{755 \cdot 2{,}09^2}{11} = 290 \text{ kgm.}$$

In câmpurile intermediare și pe reazemele intermediare:

$$M_{2,3} = \frac{(g+p)l^2}{16} = \frac{755 \cdot 2{,}20^2}{16} = 228 \text{ kgm}$$

$$M_c = -228 \text{ kgm.}$$

In reazemul al doilea:

$$M_B = -\frac{(g+p)l^2}{14} = -\frac{755 \cdot 2{,}20^2}{14} = -261 \text{ kgm.}$$

Calculul secțiunilor

In cazul dat, momentele încovoietoare M_p și M_g sunt proporționale cu încărcările; pentru raportul $p/g = \frac{500}{255} = 1{,}97 < 2$ coeficientul de siguranță din tabela 7 se ia $k = 1{,}8$.

Grosimea plăcilor se stabilește pe baza momentului maxim din câmp.

$$M_1 = 290 \text{ kgm.}$$

Din tabela 14 pentru $\mu = 0{,}006$ $(p = 0{,}6\%)$

$$h_0 = r\sqrt{\frac{kM}{k}} = 0{,}268\ \sqrt{1{,}8 \cdot 290} = 6{,}1 \text{ cm.}$$

Grosimea totală a plăcii $6{,}1 + 1{,}5 = 7{,}6$ cm.
Se ia $h = 8{,}0$ cm și $h_0 = 8{,}0 - 1{,}5 = 6{,}5$ cm.

Stabilirea armăturii necesare

In câmpurile marginale $M_1 = 290$ kgm.

$$A = \frac{k\,M_1}{bh_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 29\,000}{100 \cdot 6{,}5^2} = 12{,}36; \quad p = 0{,}53\%;$$

$$F_a = 0{,}0053 \cdot 100 \cdot 6{,}5 = 3{,}44 \text{ cm}^2.$$

Se ia:

$$7\ \varnothing\ 8\ (F_a = 3{,}52 \text{ cm}^2).$$

In câmpurile intermediare și pe reazemele intermediare $M = \pm 228$ kgm.

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 22\,800}{100 \cdot 6{,}5^2} = 9{,}71:\ p = 0{,}41\%$$

$$F_a = 0{,}0041 \cdot 100 \cdot 6{,}5 = 2{,}66 \text{ cm}^2.$$

După prescripțiile N și TU-3—49, la panourile intermediare ale plăcii, încadrate de grinzi — în câmp și pe reazem, secțiunea armăturii se micșorează cu 20%.

$$F_a = 2{,}66 \cdot 0{,}8 = 2{,}13 \text{ cm}^2.$$

Rezultă:

$$8\ \varnothing\ 6\ (F_a = 2{,}26 \text{ cm}^2).$$

In câmpurile marginale, secțiunea armăturii nu se modifică. Pentru o mai bună dispoziție constructivă se ia însă $8\ \varnothing\ 8$ $(F = 4{,}02 \text{ cm}^2)$.

In reazimul al doilea $M = -261$ kgm.

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 26\,100}{100 \cdot 6{,}5^2} = 11{,}12;\ p = 0{,}48\%;$$

$$F_a = 0{,}0048 \cdot 100 \cdot 6{,}5 = 3{,}12 \text{ cm}^2.$$

Ridicând barele din prima și din a doua deschidere, rezultă

$$4\ \varnothing\ 8 \text{ și } 4\ \varnothing\ 6\ (F_a = 3{,}12 \text{ cm}^2).$$

Scanned with OKEN Scanner

c) *Grinda secundară*

Pentru determinarea deschiderilor de calcul se fixează dimensiunile grinzii principale:

$$h = \frac{l}{10} = \frac{720}{10} \approx 70 \text{ cm}; \; b = 30 \text{ cm}.$$

Deschiderile de calcul

Deschiderea intermediară:

$$l_2 = 650 - 30 = 620 \text{ cm}$$

Deschiderea marginală:

$$l_1 = 595 - 15 + 13 = 593 \text{ cm}.$$

Încărcarea pe 1 m

Încărcarea permanentă din placă	$255 \cdot 2{,}40$	=	610 kg/m
Greutatea proprie a grinzii	$0{,}20 \; (0{,}45-0{,}08) \; 2500$	=	185 kg/m
Încărcarea permanentă . . . . . g		$\approx$	800 kg/m
Încărcarea utilă . . . . . $p = 500 \cdot 2{,}40$		=	1200 kg/m
Încărcarea totală . . . . . q		=	2000 kg/m

Momentele de calcul

In câmpurile marginale

$$M_1 = \frac{(g+p)l_1^2}{11} = \frac{2000 \cdot 5{,}93^2}{11} = 6400 \text{ kgm}.$$

In câmpul dela mijloc:

$$M_2 = \frac{(g+p)l_2^2}{11} = \frac{2000 \cdot 6{,}20^2}{11} = 4800 \text{ kgm}.$$

In reazemul B:

$$M_B = -\frac{(g+p)\,l_2^2}{11} = -\frac{2000 \cdot 6{,}20^2}{11} = -6990 \text{ kgm}.$$

Calculul secțiunilor

Coeficientul de siguranță, pentru $\frac{p}{g} = \frac{1200}{800} = 1{,}5 < 2$, $k = 1{,}8$ și $k_1 = 2{,}2$.

Înălțimea limită a secțiunii grinzii (la reazemul B) simplu armate:

$$h_0 = r\sqrt{\frac{kM}{b}} = 0{,}156\sqrt{\frac{1{,}8 \cdot 6990}{0{,}20}} = 39{,}2 \text{ cm}$$

se ia:

$h = 45$ cm:
$h_0 = 45 - 5{,}5 = 39{,}5$ cm — la reazem
$h_0 = 45 - 3{,}5 = 41{,}5$ cm — în câmp.

Determinarea armăturii necesare

In câmpul marginal: $M_1 = 6400$ kgm; pentru secțiunnea T, $b_p = 240$ cm; $h_0 = 41{,}5$ cm;

$$A = \frac{kM_1}{b_p h_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 640\,000}{240 \cdot 41{,}5^2} = 2{,}78; \qquad \gamma = 0{,}977;$$

$$F_a = \frac{kM}{\sigma_c \gamma h_o} = \frac{1{,}8 \cdot 640\,000}{2500 \cdot 0{,}977 \cdot 41{,}5} = 11{,}32 \text{ cm}^2.$$

se ia: $3 \varnothing 18 + 2 \varnothing 16$ ($F_a = 11{,}65$ cm^2).

In raport cu lățimea nervurii $p = \frac{11{,}65 \cdot 100}{41{,}5 \cdot 20} = 1{,}40\%$, procentul de armare este — din punct de vedere economic — pe deplin acceptabil.

In câmpul dela mijloc:

$M_2 = 4800$ kgm; b_p și h_0 — aceiași: $\gamma = 0{,}977$

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 480\,000}{2500 \cdot 0{,}977 \cdot 41{,}5} = 8{,}49 \text{ cm}^2.$$

Se ia

$$4 \varnothing 16 \quad (F_a = 8{,}04 \text{ cm}^2)$$

In reazemul B;

$M = 6990$ kgm; $b = 20$ cm; $h_0 = 39{,}5$ cm.

$$A = \frac{kM_B}{bh_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 699\,000}{20 \cdot 39{,}5^2} = 40{,}32; \qquad p = 2{,}13\%;$$

$F_a = 0{,}0213 \cdot 39{,}5 \cdot 20 = 16{,}83$ cm^2.

Se ia $5 \varnothing 18 + 2 \varnothing 16$ ($F_a = 16{,}73$ cm^2).

Calculul barelor ridicate și al etrierilor

Forțele tăietoare la marginea reazemelor:

$Q_A' = 0{,}4\ (g + p) l_1' = 0{,}4 \cdot 2000\ (5{,}93 - 0{,}13) = 4640$ kg;

$Q_B'^{st} = 0{,}6\ (g + p) l_1' = 0{,}6 \cdot 2000 \cdot 5{,}80 = 6960$ kg;

$Q_B'^{dr} = 0{,}5\ (g + p) l_2 = 0{,}5 \cdot 2000 \cdot 6{,}20 = 6200$ kg.

Distanțele dela marginile reazemelor până la punctele zero ale diagramei Q:

$a_1 = 0{,}4\ l_1' = 0{,}4 \cdot 5{,}80 = 2{,}32$ m;

$a_2 = 0{,}6\ l_1' = 0{,}6 \cdot 5{,}80 = 3{,}48$ m;

$a_3 = 0{,}5\ l_2 = 0{,}5 \cdot 6{,}20 = 3{,}10$ m.

La marginea reazemului extrem A:

$$Q_A' = 4640 \text{ kg} \quad \text{(fig. 130)}$$

$$z = h_0 - 0{,}5\, h_p = 41{,}5 - \frac{8}{2} = 37{,}5 \text{ cm},$$

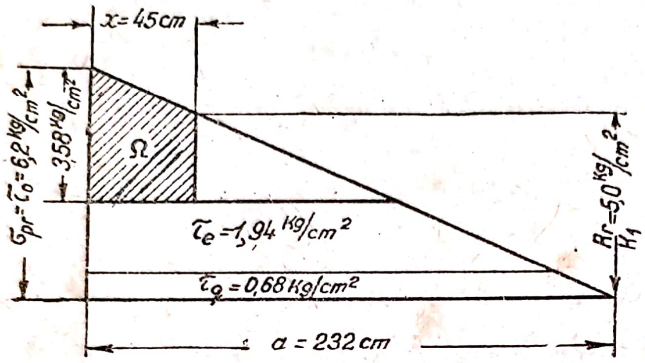


Fig. 130. Diagrama valorilor τ

$$\tau_0 = \frac{Q'_A}{bz} = \frac{4640}{20 \cdot 37{,}5} =$$

$$= 6{,}20 \text{ kg/cm}^2 > \frac{11{,}0}{2{,}2} =$$

$$= 5{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

Se transmite armăturii longitudinale $20\% Z_0$, din tabela 19:

$$\tau_a = 0{,}11 \cdot 6{,}20 = 0{,}68 \text{ kgcm}^2$$

Pentru etrierii cu două secțiuni de forfecare, cu diametrul de 6 mm și pentru $a_e = 20$ cm, avem:

$$\tau_e = \frac{2 f_e \sigma_c}{kba_e} = \frac{2 \cdot 0{,}28 \cdot 2500}{1{,}8 \cdot 20 \cdot 20} = 1{,}94 \text{ kg/cm}^2.$$

Restul efortului principal de întindere trebue să fie transmis barelor ridicate și betonului:

$$x = \frac{6{,}2 - 5{,}0}{6.2}\, 232 = 45 \text{ cm}; \quad \Omega = \frac{3.58 + 2{,}38}{2}\, 45 = 133 \text{ kg/cm}$$

$$F_0 = \frac{\Omega\, bk}{\sigma_c \sqrt{2}} = \frac{133 \cdot 20 \cdot 1{,}8}{2500\, \sqrt{2}} = 1{,}35 \text{ cm}^2$$

Se ridică constructiv 2 ∅ 18 ($F_a = 5{,}09$ cm²).

La marginea din stânga a reazemului B;

$Q'_{B^{st}} = 6960$ kg; $z = 0{,}9 \cdot 39{,}5 = 35{,}6$ cm;

$$\tau_0 = \frac{6960}{20 \cdot 35{,}6} = 9{,}79 \text{ kg/cm}^2.$$

Se transmite armăturii longitudinale 40% din Z_0, din tabela 19:

$$\tau_a = 0{,}23 \cdot 9{,}79 = 2{,}25 \text{ kg/cm}^2.$$

Etrierilor li se transmite — $\tau_e = 1{,}94$ kg/cm².

Pentru barele ridicate:

$$x = \frac{9{,}79 - 5{,}0}{9{,}79}\, 348 = 170 \text{ cm}; \quad \Omega = \frac{5{,}60 + 0{,}81}{2}\, 170 = 545 \text{ kg/cm}$$

$$F_0 = \frac{\Omega\, bk}{\sigma_c \sqrt{2}} = \frac{545 \cdot 20 \cdot 1{,}8}{2500\, \sqrt{2}} = 5{,}57 \text{ cm}^2$$

Se ridică:

$$3 \varnothing 18 + 1 \varnothing 16 \quad \text{(călăreț)} \quad (F = 9{,}64 \text{ cm}^2).$$

Montarea călărețului este necesară pentru a acoperi toată diagrama cu bare ridicate la distanțe care să nu depășească pe cele stabilite.

La marginea din dreapta a reazemului B;

$Q_B^{'dr} = 6200$ kg:

$$\tau_0 = \frac{6200}{20 \cdot 35{,}6} = 8{,}72 \text{ kg/cm}^2; \quad \tau^a = 0{,}23 \cdot 8{,}72 = 2{,}01 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau_{,} = 1{,}94 \text{ kg/cm}^2.$$

Pentru barele ridicate:

$$x = \frac{8{,}72 - 5{,}0}{8{,}72} 310 = 132 \text{ cm}; \Omega = \frac{4{,}77 + 1.05}{2} 132 = 384 \text{ kg/cm}$$

$$F_0 = \frac{384 \cdot 20 \cdot 1{,}8}{2500 \sqrt{2} \cdot} = 3{,}92 \text{ cm}^2$$

Se ridică $2 \varnothing 16 + 1 \varnothing 16$ (călăreț) $(F_a = 6{,}03 \text{ cm}^2)$.

In figura 131 sunt construite diagrama momentelor acoperitoare și diagrama armăturii. Pentru cea dintâi, momentele sunt calculate din formula $M = \beta \cdot (g + p) l^2$. Valorile lui β se iau: pentru momentele negative — din tabela 21, pentru $\frac{g}{p} = \frac{1200}{800} = 1{,}5$ și pentru momentele pozitive: din graficul reprezentant în anexa IV. Distanța dintre punctul zero al momentelor negative și marginea reazemului B poate fi deasemenea stabilită după grafic sau cu ajutorul formulei $\frac{g+p}{g+\frac{1}{4}p} \frac{l_1}{8}$. Diagrama armăturii este construită după indicațiile din §. 16 punctul 3

d) Grinda principală

Grinda principală se prezintă ca o grindă continuă cu cinci deschideri (secțiunea s'a adoptat de 70×30 cm) încărcată cu sarcini concentrate provenite din grinzile secundare, în treimile deschiderii.

Greutatea proprie a grinzii se transformă deasemenea într'o sarcină concentrată.

Calculul grinzii principale se face fără a se ține seama de redistribuirea eforturilor (momentelor) din cauza deformațiilor plastice.

Deschiderea de calcul.

Deschiderile intermediare (după axele stâlpilor)

$$l = 7{,}20 \text{ m.}$$

Deschiderile intermediare (după axele stâlpilor):

$$l = 695 + \frac{38}{2} = 7{,}14 \text{ m.}$$

Sarcinile

Permanentă — provenită din placă, pardoseală și grinzi secundare:

$$800 \frac{6{,}50 + 5{,}75}{2} = 4900 \text{ kgr.}$$

Se ridică:

$$3 \varnothing 18 + 1 \varnothing 16 \text{ (călăreț) } (F = 9{,}64 \text{ cm}^2).$$

Montarea călărețului este necesară pentru a acoperi toată diagrama cu bare ridicate la distanțe care să nu depășească pe cele stabilite.

La marginea din dreapta a reazemului B;

$Q_B^{'dr} = 6200$ kg:

$$\tau_0 = \frac{6200}{20 \cdot 35{,}6} = 8{,}72 \text{ kg/cm}^2; \tau^a = 0{,}23 \cdot 8{,}72 = 2{,}01 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau_1 = 1{,}94 \text{ kg/cm}^2.$$

Pentru barele ridicate:

$$x = \frac{8{,}72 - 5{,}0}{8{,}72} 310 = 132 \text{ cm}; \Omega = \frac{4{,}77 + 1.05}{2} 132 = 384 \text{ kg/cm}$$

$$F_0 = \frac{384 \cdot 20 \cdot 1{,}8}{2500 \sqrt{2} \cdot} = 3{,}92 \text{ cm}^2$$

Se ridică $2 \varnothing 16 + 1 \varnothing 16$ (călăreț) $(F_a = 6{,}03 \text{ cm}^2)$.

In figura 131 sunt construite diagrama momentelor acoperitoare și diagrama armăturii. Pentru cea dintâi, momentele sunt calculate din formula $M = \beta (g+p) l^2$. Valorile lui β se iau: pentru momentele negative — din tabela 21, pentru $\frac{g}{p} = \frac{1200}{800} = 1{,}5$ și pentru momentele pozitive: din graficul reprezentant în anexa IV Distanța dintre punctul zero al momentelor negative și marginea reazemului B poate fi deasemenea stabilită după grafic sau cu ajutorul formulei $\frac{g+p}{g+\frac{1}{4}p} \frac{l_1}{8}$. Diagrama armăturii este construită după indicațiile din §. 16 punctul 3

d) Grinda principală

Grinda principală se prezintă ca o grindă continuă cu cinci deschideri (secțiunea s'a adoptat de 70×30 cm) încărcată cu sarcini concentrate provenite din grinzile secundare, în treimile deschiderii.

Greutatea proprie a grinzii se transformă deasemenea într'o sarcină concentrată.

Calculul grinzii principale se face fără a se ține seama de redistribuirea eforturilor (momentelor) din cauza deformațiilor plastice.

Deschiderea de calcul.

Deschiderile intermediare (după axele stâlpilor)

$$l = 7{,}20 \text{ m.}$$

Deschiderile intermediare (după axele stâlpilor):

$$l = 695 + \frac{38}{2} = 7{,}14 \text{ m.}$$

Sarcinile

Permanentă — provenită din placă, pardoseală și grinzi secundare:

$$800 \frac{6{,}50 + 5{,}75}{2} = 4900 \text{ kgr.}$$

Greutatea proprie a grinzii:

$$(0{,}70 - 0{,}08)\ \ 0{,}30 \cdot 2{,}40 \cdot 2500 = 1115 \ \text{kg};$$

$$G = 4900 + 1115 = 6015 \approx 6000 \ \text{kg}.$$

Mobilă:

$$P = 1200\ \frac{6{,}50 + 5{,}75}{2} = 7380 \approx 7\,400 \ \text{kg}$$

Sarcina totală:

$$G + P = 6\,000 + 7\,400 = 13\,400 \ \text{kg}.$$

Cu ajutorul tabelei din anexa II se determină forța tăietoare din stânga primului reazem marginal B:

$$Q_B^{st} = -\ (1{,}281 \cdot 6000 + 1{,}318 \cdot 7400) = -\ 17\,450 \ \text{kg}.$$

$$\sigma_{pr} = \tau_0 = \frac{Q}{bz} = \frac{17\,450}{30 \cdot 0{,}9\ \ (70 - 7)} = 10{,}3 \ \text{kg/cm}^2 < \frac{R_i}{7} = 15{,}7 \ \ \text{kg/cm}^2$$

Eforturile de calcul

Momentele încovoietoare se determină cu ajutorul tabelei din Anexa II.

$$M_1 = (0{,}240 \cdot 6000 + 0{,}287 \cdot 7400)\ 7{,}14 = 25\,600 \ \text{kgm};$$

$$M_2 = \ (0{,}100 \cdot 6000 + 0{,}216 \cdot 7400)\ 7{,}20 - 15\,800 \ \text{kgm};$$

$$M_2 \text{ min.} = (0{,}100 \cdot 6000 - 0{,}117 \cdot 7400)\ 7{,}20 = -\ 1915 \ \text{kgm};$$

$$M_3 = (0{,}122 \cdot 6000 + 0{,}228 \cdot 7400)\ 7{,}20 = 17\,530 \ \text{kgm};$$

$$M_B = -\ (0\,281 \cdot 6000 + 0{,}319 \cdot 7400)\ \frac{7{,}14 + 7.20}{2} = -29400 \ \text{kgm};$$

$$M_C = -\ (0{,}211 \cdot 6000 + 0{,}297 \cdot 7400)\ \ 7{,}20 = -\ 24950 \ \ \text{kgm}.$$

Momentele la marginile stâlpului, a cărui secțiune se ia de 30×30 cm:

$$M'_B = M_B - Q_0\ \frac{b}{2} = -\ 29\,400 + (6000 + 7400)\ \frac{0{,}30}{2} = -\ 27\,400 \ \text{kgm};$$

$$M'_C = -\ 24950 + 13400\ \frac{0{,}30}{2} = -\ 22\,950 \ \ \text{kgm}$$

Forțele tăietoare (după anexa II):

$$Q_A = (0{,}719 \cdot 6000 + 0{,}860 \cdot 7400) = 10\,660 \ \text{kg};$$

$$Q_B^{st} = -\ (1{,}281 \cdot 6000 + 1{,}319 \cdot 7400) = -\ 17\,460 \ \text{kg};$$

$$Q_B^{dr} = (1{,}070 \cdot 6000 + \ 1{,}262 \cdot 7400) = 15\,740 \ \text{kg};$$

$$Q_c^{st} = -\ (0{,}930 \cdot 6000 + 1{,}204 \cdot 7400) = -\ 14\,480 \ \text{kg};$$

$$Q_c^{dr} = -\ (1{,}00 \cdot 6000 + 1{,}243 \cdot 7400) = 15\,200 \ \text{kg}.$$

Coeficientul de siguranță

$$\text{Pentru}\ \ \frac{M_p}{M_G} = \frac{15\,300}{10\,300} = 1{,}48 < 2,$$

$$k = 1{,}8 \ \text{și} \ k_1 = 2{,}2.$$

Înălțimea limită a secțiunii grinzii la reazem, în cazul armării simple:

$$h_0 = 0{,}156 \sqrt{\frac{1{,}8 \cdot 27\,400}{0{,}30}} = 63 \text{ cm}$$

$h = 63 + 7 = 70$ cm, ceeace corespunde înălțimii alese inițial.

Determinarea armăturii necesare

In deschiderile marginale: $M_1 = 25\,600$ kgm; pentru secțiunea T.

$$b_p = \frac{720}{2} = 360 \text{ cm}; \quad h_0 = 66 \text{ cm};$$

$$A = \frac{kM_1}{b_p h_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 2\,560\,000}{360 \cdot 66^2} = 2{,}94; \quad \gamma = 0{,}977;$$

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 2\,560\,000}{2500 \cdot 0{,}977 \cdot 66} = 28{,}50 \text{ cm}^2$$

Se ia $5 \varnothing 24 + 2 \varnothing 20$ ($F_a = 28{,}88$ cm^2).

In cea de a doua deschidere $M_2 = 15800$ kgm; min $M_2 = -1915$ kgm; $\gamma = 0{,}977$.

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 1\,580\,000}{2500 \cdot 0{,}977 \cdot 66} = 17{,}60 \text{ cm}^2.$$

Se ia $3 \varnothing 24 + 2 \varnothing 20$ ($F_a = 19{,}84$ cm^2).

Ar fi fost suficient să se ia $2 \varnothing 24 + 3 \varnothing 20$, însă pentru o potrivire mai bună a armăturii din reazemul B, cu barele ridicate din partea dreaptă a acestui reazem, se înlocuește $1 \varnothing 20$ cu $1 \varnothing 24$.

Armătura superioară:

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 191\,500}{30 \cdot 66^2} = 2{,}64; \quad \gamma = 0{,}977;$$

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 191\,500}{2500 \cdot 0{,}977 \cdot 66} = 2{,}14 \text{ cm}^2.$$

Se ia (barele de montaj) $2 \varnothing 12$ ($F_a = 2{,}26$ cm^2)

In cea de a treia deschidere: $M_3 = 17\,530$ kgm.

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 1\,753\,000}{2500 \cdot 0{,}977 \cdot 66} = 19{,}60 \text{ cm}^2$$

Se ia $3 \varnothing 24 + 2 \varnothing 20$ ($F_a = 19{,}84$ cm^2)

La reazemul B: $M'_B = -27\,400$ kgm; secțiunea dreptunghiulară:

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 2740\,000}{30 \cdot 63^2} = 41{,}42; \quad p = 2{,}2\%;$$

$$F_a = 0{,}022 \cdot 30 \cdot 63 = 41{,}58 \text{ cm}^2$$

Se ia $9 \varnothing 24$ ($F_a = 40{,}70$ cm^2)

La reazemul C: $M'_C = -22\,950$ kgm; secțiunea dreptunghiulară:

$$A = \frac{1{,}8 \cdot 2\,295\,000}{30 \cdot 63^2} = 34{,}70; \quad p = 1{,}73\%$$

Scanned with OKEN Scanner

Din tabela 16, pentru:

$$A_0 = \frac{kM}{bh_0^2 R_i} = \frac{1{,}8 \cdot 29\,000}{100 \cdot 6{,}7^2 \cdot 110} = 0{,}106$$

$$\alpha = 0{,}112;$$

$$F_a = \alpha b h_0 \frac{R_i}{\sigma_c} = 0{,}112 \cdot 100 \cdot 6{,}7 \frac{110}{4500} = 1{,}83 \text{ cm}^2$$

In câmpurile intermediare și la reazemele intermediare: $M = \pm 228$ kgm; pentru

$$A_0 = \frac{1{,}8 \cdot 22\,800}{100 \cdot 6{,}7^2 \cdot 110} = 0{,}083$$

$$\alpha = 0{,}087;$$

$$F_a = 0{,}087 \cdot 100 \cdot 6{,}7 \frac{110}{4500} = 1{,}42 \text{ cm}^2.$$

Deasupra celui de al doilea reazem dela margine: $M = -261$ kgm; pentru

$$A_0 = \frac{1.8 \cdot 26\,110}{100 \cdot 6{,}7^2 \cdot 110} = 0{,}095$$

$$\alpha = 0{,}10;$$

$$F_a = 0{,}10 \cdot 100 \cdot 6{,}7 \frac{100}{4500} = 1{,}64 \text{ cm}^2.$$

Se alege din tabela 8 a anexei IX plasa în sul marca 4—100/3—200 cu armătura de rezistență longitudinală $F_a = 1{,}26$ cm², ceeace este absolut suficient pentru panourile intermediare ale plăcii, mărginită de grinzi din toate părțile (necesar $F_a = 1{,}42 \cdot 0{,}8 = 1{,}14$ cm²).

In câmpurile marginale, se montează barele ridicate suplimentare separate din St 3, petrecându-le dincolo de primul reazem intermediar pe $1/4$ din deschiderea plăcii.

Suprafața echivalentă, a secțiunii, armăturii suplimentare va fi:

$$\frac{(1{,}83 - 1{,}26)\ 4500}{2850} = 0{,}90 \text{ cm}^2$$

Se ia

$$3\ 1/3 \varnothing 6\ (F_a = 0{,}94 \text{ cm}^2).$$

b) *Grinda secundară*

Calculul armăturii longitudinale

In deschiderea marginală: $M_1 = 6400$ kgm; $h_0 = 41{,}5$ cm pentru

$$A_0 = \frac{kM_1}{R_i b_p h_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 640\,000}{110 \cdot 240 \cdot 41{,}5^2} = 0{,}025$$

$$\gamma_0 = 0{,}98;$$

$$F_a = \frac{kM_1}{\sigma_c \gamma_0 h_0} = \frac{1{,}8 \cdot 640\,000}{2850 \cdot 0{,}98 \cdot 41{,}5} = 9{,}94 \text{ cm}^2.$$

Se ia $4 \varnothing 18$ ($F_a = 10{,}17$ cm^2).

In deschiderea dela mijloc: $M_2 = 4800$ kgm

$$A_0 = \frac{1{,}8 \cdot 480\,000}{110 \cdot 240 \cdot 41{,}5^2} = 0{,}019;$$

$$\gamma_0 = 0{,}98;$$

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 480\,000}{2850 \cdot 0{,}98 \cdot 41{,}5} = 7{,}45 \text{ cm}^2;$$

Se ia $2 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14$ ($F_a = 7{,}10$ cm^2).

La reazemul intermediar: $M = -6990$ kgm; $\sigma_c = 3500$ kg/cm^2;

$$A_0 = \frac{1{,}8 \cdot 699\,000}{110 \cdot 20 \cdot 41{,}5^2} = 0{,}332;$$

$$\alpha = 0{,}42;$$

$$F_a = \alpha b h_0 \frac{R_i}{\sigma_c} = 0{,}42 \cdot 20 \cdot 41{,}5 \frac{110}{3500} = 10{,}96 \text{ cm}^2.$$

Se alege din tabela 8 anexa IX două plase în suluri (care se acoperă parțial una pe alta) de marca 5—200/10—150, cu o lățime de 2600 mm având armătura de rezistență transversală $F_a = 2 \cdot 5{,}25 = 10{,}50$ cm^2.

Calculul armăturii transversale

La reazemul B stânga: $Q'^{st}_B = 6\,960$ kg; $h = 41{,}5$ cm

$g + p = 2000$ kg/m; $\sigma_{pr} = 9{,}79$ kg/cm^2, ceeace este mai mult decât $\frac{11}{2{,}2} = 5$ kg/cm^2, însă mai puțin decât $\frac{R_i}{7} = 15{,}7$ kg/cm^2

Potrivit datelor din tabela 9 a anexei IX, diametrul barelor transversale în carcase se ia de 6 mm în cazul diametrului maxim al barelor longitudinale de 18 mm.

Distanța maximă dintre barele transversale este conform formulei (142):

$$u = 0{,}1 h_0 \frac{R_i}{k_1 \sigma_{pr}} = \frac{0{,}1 \cdot 41{,}51 \cdot 110}{2{,}2 \cdot 9{,}79} = 21 \text{ cm}$$

Distanța (pasul) dintre barele transversale se ia de 15 cm.

Efortul preluat de barele transversale pe o lungime de 1 cm se determină potrivit cu $I - 122 - 50$, cu ajutorul formulei (133)

$$q_e = \frac{(k_1 Q)^2}{0{,}6 b h_0^2 R_i} = \frac{(2{,}2 \cdot 6960)^2}{0{,}6 \cdot 20.41{,}5^2 \cdot 110} = 103 \text{ kg/cm}.$$

Scanned with OKEN Scanner

Suprafața secțiunii barelor transversale pe metrul de grindă este după formula (135):

$$f_e = \frac{q_c}{\sigma_c} = \frac{103 \cdot 100}{2\,850} = 3{,}61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Efectiv avem 2 ∅ 6 la 15 cm adică:

$$f_e = \frac{0{,}57}{0{,}15} = 3{,}80 > 3{,}61 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Pentru carcasele din câmpurile intermediare se adoptă același număr de bare transversale la metrul de grindă, adică 2 ∅ 6 la 15 cm.

La reazemele simple $\sigma_{pr} = 6{,}20$ kg/cm² $> \frac{R_t}{k_1} = 5{,}0$ kg/cm² și la barele transversale extreme ale carcaselor sunt așezate dincolo de marginea reazemului, la o distanță mai mică decât 20 $d = 20 \cdot 1{,}8 = 36$ cm. In aceste condiții este necesară o armătură transversală suplimentară; ținându-se seamă însă de faptul că suprafața reală a armăturii transversale la reazemul marginal este, în realitate, mai mare decât cea rezultată din calcul, nu se montează armătura suplimentară.

In adevăr, pentru $Q = 4640$ kg, $f_e = 3{,}80$ cm²/m, ceeace este mai mult decât $\frac{q_e}{\sigma_c} =$ $= 1{,}61$ cm²/m.

Practic este comod ca barele transversale să fie așezate la distanțe egale cu 15 cm pe toată lungimea carcaselor. Se poate realiza o oarecare economie de material, așezând barele la 15 cm numai în dreptul reazemelor intermediare, pe o lungime de 0,25 l de fiecare parte a reazemului, iar în porțiunea rămasă (dela mijloc) a câmpurilor, la 20 cm.

c) *Grinda principală (cu cinci deschideri)*

Calculul armăturii longitudinale

Calculul armăturii longitudinale

Prima deschidere: $M_1 = 25\,600$ kgm; $h_0 = 66$ cm, $b_p = 360$ cm.

$$A_0 = \frac{kM_1}{R_i b h_0^2} = \frac{1{,}8 \cdot 2\,560\,000}{110 \cdot 360 \cdot 66^2} = 0{,}021;$$

$$\gamma_0 = 0{,}98$$

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 2\,560\,000}{2850 \cdot 0{,}98 \cdot 66} = 25{,}00 \text{ cm}^2.$$

Se ia 2 ∅ 24 + 4 ∅ 22 ($F_a = 24{,}24$ cm²)
Verificarea lățimii grinzii:

$$b = 2 \cdot 2{,}4 + 4 \cdot 2{,}2 + 3 \cdot 0{,}8 + 2 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 2{,}5 = 26{,}0 < 30 \text{ cm}$$

Cea de a doua deschidere: $M_2 = 15\,800$ kgm și min $M_2 = -1915$ kgm

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 1\,580\,000}{2850 \cdot 0{,}98 \cdot 66} = 15{,}43 \text{ cm}^2.$$

Se ia:

$$4 \varnothing 22 \ (F_a = 24{,}24 \text{ cm}^2)$$

Armătura superioară: $A_0 = \frac{1.8 \cdot 191\,500}{110 \cdot 30 \cdot 66^2} = 0{,}024$;

$$\gamma_0 = 0{,}98;$$

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 191\,500}{2850 \cdot 0{,}98 \cdot 66} = 1{,}87 \text{ cm}^2.$$

Se ia $2 \varnothing 12$ ($F_a = 2{,}26$ cm^2).

In câmpul al treilea: $M_3 = 17\,530$ kgm;

$$F_a = \frac{1{,}8 \cdot 1\,753\,000}{2850 \cdot 0{,}98 \cdot 66} = 17{,}12 \text{ cm}^2$$

Se ia $2 \varnothing 22 + 2 \varnothing 24$ ($F_a = 16{,}64$ cm^2).

Reazemul B: $M'_B = -27\,400$ kgm,

$$A_0 = \frac{1{,}8 \cdot 2\,740\,000}{110 \cdot 30 \cdot 63^2} = 0{,}376;$$

$$\alpha = 0{,}50;$$

$$F_a = \alpha b h_0 \frac{R_i}{\sigma_c} = 0{,}50 \cdot 30 \cdot 63 \cdot \frac{110}{2850} = 36{,}47 \text{ cm}^2.$$

Se ia: $6 \varnothing 24$ (două carcase) $+ 2 \varnothing 22$ (bare suplimentare); ținând seamă de barele longitudinale a două plase $F_a = 27{,}14 + 7{,}60 + 2 \cdot 0{,}98 \frac{3500}{2850} = 37{,}14$ cm^2.

Reazemul C: $M'_C = -22\,950$ kgm;

$$A_0 = \frac{1{,}8 \cdot 2\,295\,000}{110 \cdot 30 \cdot 66^2} = 0{,}287;$$

$$\alpha = 0{,}347;$$

$$F_a = 0{,}347 \cdot 30 \cdot 66 \frac{110}{2850} = 26{,}52 \text{ cm}^2.$$

Se ia $4 \varnothing 24$ (două carcase) $+ 2 \varnothing 22$ (bare suplimentare); $F_a = 18{,}08 + 7{,}60 + 2{,}44 = 28{,}12$ cm^2 (ținând seamă de plase).

La reazeme, secțiunea armăturii poate fi sensibil redusă, dacă se ține seamă de deformațiile plastice cu redistribuirea momentelor încovoietoare; pentru reazemul B, în cazul încărcării cu sarcina mobilă a deschiderilor 1, a 3-a și a 5-a — pentru reazemul C în cazul încărcării deschiderilor a 2-a și a 4-a; în acest caz, momentele dela reazeme se reduc aproximativ până la valori, care corespund acestor cazuri de încărcare (însă nu se reduc cu mai mult decât 30%

Acest procedeu nu a fost însă recomandat definitiv de Instrucțiuni

Calculul armăturii transversale.

Reazemul B stânga: $Q_B^{st} = 17460$ kg; $\sigma_{pr} = 10{,}3$ kg/cm².
După tabela 9, din anexa IX se aleg bare transversale cu diametrul de 8 mm.
Distanța maximă dintre barele transversale este

$$u = 0{,}1\ h_0 \frac{R_i}{k_1 \sigma_{pr}} = \frac{0{,}1 \cdot 63 \cdot 110}{2{,}2 \cdot 10{,}3} = 30{,}5 \text{ cm.}$$

Se ia pasul barelor transversale 25 cm.
Efortul preluat de barele transversale este:

$$q_e = \frac{(K_i Q)^2}{0{,}6\, b h_0^2 R_i} = \frac{(2{,}2 \cdot 17\,460)^2}{0{,}6 \cdot 30 \cdot 63^2 \cdot 110} = 188 \text{ kg/cm.}$$

Secțiunea pe metru a barelor transversale este

$$f_e = \frac{q_e}{\sigma_c} = \frac{188 \cdot 100}{2850} = 6{,}60 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Secțiunea efectivă a barelor transversale este (pentru 4 ∅ 8 la 25 cm);

$$f_e = \frac{2{,}01}{0{,}25} = 8{,}04 > 6{,}60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reazemul marginal A: $Q_A = 10\,660$ kg; $\sigma_{pr} = 6{,}01$ kg/cm²;

$$u = \frac{0{,}1 \cdot 66 \cdot 110}{2{,}2 \cdot 6{,}01} = 55 \text{ cm}$$

$$q_e = \frac{(2{,}2 \cdot 10\,660)^2}{0{,}6 \cdot 30 \cdot 66^2 \cdot 110} = 63{,}8 \text{ kg/cm; } f_e = \frac{63{,}8 \cdot 100}{2850} = 2{,}24 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Efectiv, (pentru 2 ∅ 8 la 25 cm) $f_e = \frac{1{,}01}{0{,}25} = 4{,}03$ cm²/m

Reazemul B, dreapta, $Q_B^{dr} = 15740$ kg; $\sigma_{pr} = 9{,}25$ kg/cm².

$u = \frac{0{,}1 \cdot 63 \cdot 110}{2{,}2 \cdot 9{,}25} = 34{,}0$ cm; se adoptă deasemenea, distanța de 25 cm.

$q_e = \frac{(2{,}2 \cdot 15\,740)^2}{0{,}6 \cdot 30 \cdot 63^2 \cdot 110} = 153$ kg/cm și $f_e = \frac{153 \cdot 100}{2850} = 5{,}37$ cm²/m

Efectiv, (pentru 3 ∅ 8 la 25 cm) $f_e = \frac{1{,}51}{0{,}25} = 6{,}05$ cm²/m.

(Pentru $u =$ 30 cm s'ar fi obținut $f_e = \frac{1{,}51}{0{,}30} = 5{,}03 < 5{,}37$ cm²/m)

In cea de a treia deschidere, distanța dintre barele transversale se menține de 25 cm.

In locurile de întâlnire (intersecție cu grinzile secundare) se prevede o plasă suplimentară, a cărei suprafață a secțiunii barelor verticale este calculată cu ajutorul formulei (148);

$$f_g = \frac{k_1 P}{2 \sigma_c} = \frac{2{,}2\ (6000 + 7400)}{2 \cdot 2850} = 5{,}17 \text{ cm}^2.$$

Se ia $4 \varnothing 12$ ($F_a = 4{,}52$ cm²), ceeace este suficient, deoarece secțiunea totală a barelor transversale ale carcaselor depășește pe cea rezultată din calcul.

La reazemele simple $\sigma_{pr} = 6{,}01$ kg/cm² $> \frac{R_t}{k_1}$ și barele transversale, extreme sunt așezate dincolo de marginea reazemului, la o distanță mai mică decât $20\,d = 20 \cdot 2{,}4 = 48$ cm; ținându-se însă seamă de faptul că secțiunea efectivă a armăturii transversale depe reazem (4,03 cm²) depășește pe cea rezultată din calcul ($f_e = 2{,}24$ cm²), nu este necesară o întărire suplimentară.

Determinarea lungimii de încastrare a carcaselor

Prima întrerupere dela axul reazemului *B*, la stânga. Forța tăietoare Q_B^{st} se ia pentru cazul de încărcare care dă momentele negative cele mai mari în zona considerată, adică dela încărcarea permanentă: $Q_{B_1}^{st} = 1{,}281 \cdot 6000 = 7690$ kg.

Armătura transversală înainte de întrerupere este $4 \varnothing 8$ la 25 cm;

$$f_e = \frac{2{,}01}{0{,}25} = 8{,}04 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Rezolvând formula: $f_e = \frac{q_e}{\sigma_c}$ în raport cu q_e, se obține: $q_e = f_e \cdot \sigma_c = 8{,}04 \cdot 2850 =$ $= 22\,900$ kg/cm $= 229$ kg/m.

Din formula (146 a) se obține:

$$w_1 = \frac{kQ}{2\,q_e} + u = \frac{1{,}8 \cdot 7690}{2 \cdot 229} + 25 = 55 \text{ cm}.$$

A doua întrerupere dela reazemul *B*, la stânga: $Q_{B_2}^{st} = 7690$ kg. Armătura transversală — $3 \varnothing 8$ la 25 cm;

$$f_e = \frac{1{,}51}{0{,}25} = 6{,}05 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad q_e = 6{,}05 \cdot 2850 = 172 \text{ kg/m};$$

$$w_1 = \frac{1{,}8 \cdot 7690}{2 \cdot 172} + 25 = 65 \text{ cm}.$$

Prima întrerupere dela dreapta axei reazemului *B*; $Q_{B_1}^{dr} = 1{,}07 \cdot 6000 = 6420$ kg; $q_e = 229$ kg/m;

$$w_1 = \frac{1{,}8 \cdot 6420}{2 \cdot 229} + 25 = 50 \text{ cm}.$$

Cea de a doua întrerupere dela dreapta axei reazemului *B*:

$$w_1 = \frac{1{,}8 \cdot 6420}{2 \cdot 172} + 25 = 28{,}5 \text{ cm}.$$

Pe aceeași cale se determină: prima întrerupere dela stânga axei reazemului *C* — $w_1 = 47$ cm și cea de a doua întrerupere — $w_1 = 54$ cm; în dreapta axei reazemului *C* — respectiv: $w_1 = 48{,}5$ cm și $w_1 = 56{,}5$ cm.

In scopul realizării unei economii de metal, în câmpurile marginale nu se aduce câte o carcasă (dela mijloc) până la reazeme, ci se oprește ținând seamă de diagrama momentelor încovoietoare. Lungimea de încastrare a unei astfel de carcase dincolo de linia teoretică de întrerupere se ia în felul următor:

Dinspre partea reazemului marginal: $Q_A = 10660$ kg; armătura transversală până la întrerupere — 3 ∅ 8 la 25 cm, $q_e = 172$ kg/m; din formula (147 a) rezultă:

$$w_2 = \frac{1{,}8 \cdot 10\,660}{2 \cdot 229} + 25 = 81 \text{ cm.}$$

Dinspre partea reazemului intermediar: $Q_B^{st} = 17460$ kg; armătura transversală până la întrerupere — 4 ∅ 8 la 25 cm, $q_e = 229$ kg/m;

$$w_2 = \frac{1{,}8 \cdot 17\,460}{2 \cdot 229} + 25 = 93{,}5 \text{ cm.}$$

In figura 132 sunt date planurile de execuție a plăcii, grinzilor secundare și principale cu extrasul respectiv de armătură.

Din comparația rezultatelor calculelor planșeului cu grinzi principale și secundare, armat cu armătură obișnuită (exemplul 14) și a unui planșeu asemănător armat cu plase și carcase sudate, reiese că la armarea cu plase sudate, economia cea mai mare de metal (de trei ori) o dă placa. Grinzile cu carcase și plase sudate permit în cazul considerat să se realizeze o economie redusă de metal (circa 10%) pentru grinzile principale; pentru grinzile secundare, se consumă chiar o cantitate suplimentară de metal.

Consumul total de oțel pentru întregul planșeu este în cazul armăturii sudate cu 23,4% mai mic decât la planșeul armat cu bare separate.

Dacă pentru armarea grinzilor se întrebuințează oțeluri cu rezistență superioară (laminate la cald, cu profil periodic sau oțel beton turtit la rece) este de prevăzut o reducere și mai însemnată a consumului de metal.

§ 22. PLANȘEE CU GRINZI, CU PLĂCILE REZEMATE PE CONTUR (CHESONATE)

1. Rezultatele cercetărilor experimentale

Calculul plăcilor de beton armat, considerate ca formând o serie de fâșii paralele, și socotite grinzi obișnuite, dă rezultate suficient de precise dacă plăcile sunt lungi (în sensul perpendicular pe deschidere); în acest caz, influența reazemelor laturilor scurte asupra deformațiilor și eforturilor din partea centrală a plăcii este neînsemnată.

Experiențele și cercetările teoretice arată că, în cazul unui raport $l_2 : l_1 > 2$, plăcile rezemate pe contur se calculează suficient de exact ca plăci armate pe o direcție — (pe direcția deschiderii scurte).

Dacă raporturile $l_2 : l_1$ sunt mai mici, folosind această metodă pentru plăci rezemate pe contur se obțin rezultate complect eronate.

Astfel, în cazul unei plăci pătrate ($l_2 : l_1 = 1$) un astfel de calcul duce la valori ale eforturilor (momentelor), care depășesc de trei ori pe cele reale.

Calculul exact al plăcilor rezemate pe contur constitue o problemă destul de complicată a teoriei elasticității. Acest calcul se reduce la integrarea ecuației diferențiale a unei plăci elastice și la determinarea momentelor de încovoiere și a forțelor tăietoare în fiecare direcție.

Pentru plăcile din materiale omogene, această teorie a fost elaborată în mod amănunțit. O primă contribuție deosebit de prețioasă a fost adusă în acest domeniu de către oamenii de știință ruși Bubnov, Galerchin și alții.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru a lămuri cum lucrează plăcile pătrate și dreptunghiulare din beton armat, rezemate pe contur, s'au efectuat numeroase experiențe (1915 până la 1930).

Aceste experiențe au avut numeroase rezultate, dintre care se semnalează aici numai cele mai caracteristice.

Atât la plăcile pătrate, cât și la cele dreptunghiulare, simplu rezemate pe margini, sub acțiunea încărcării, colțurile au tendința de a se ridica, presiunile cele mai mari care se transmit de către placă pe contur (pe unitatea de lungime) localizându-se în punctele dela mijlocul laturilor conturului.

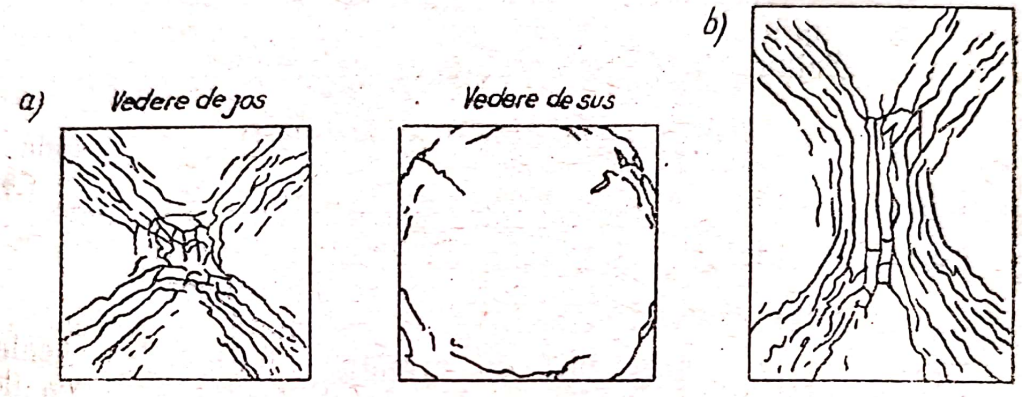


Fig. 133. Caracterul ruperii plăcilor rezemate pe contur:
a — placă pătrată; b — placă dreptunghiulară.

Odată cu majorarea treptată a încărcării pe placa pătrată, primele fisuri apăreau la partea inferioară, în mijlocul plăcii, dispunându-se în direcția diagonalelor și tot aci, după răspândirea fisurilor înspre colțuri, începea deschiderea acestora, deoarece armătura atingea limita de curgere (fig. 133, *a*).

La partea superioară a plăcii, în cazul unor încărcări apropiate de cea limită (de rupere) în apropierea colțurilor, perpendicular pe diagonale, apăreau fisuri, care aveau în general un contur circular. Apariția acestor fisuri contribuia la deschiderea, datorită acțiunii momentelor încovoietoare, a fisurilor din direcția diagonalelor, pe suprafața inferioară a plăcii.

Experiențele au dovedit că, dacă armarea plăcilor se face paralel cu laturile, se admit încărcări mai ridicate până la apariția primelor fisuri[1]), decât dacă armarea se face paralel cu diagonalele; asupra valorii încărcării de rupere însă direcția de armare nu are o influență deosebită.

Experiențele au scos în evidență avantajele pe care le prezintă prepararea mai îngrijită a betonului, celelalte condiții rămânând neschimbate și avantajul de a întrebuința pentru același coeficient de armare bare mai subțiri; s'a constatat că, aceeași cantitate de armătură, distribuită uniform, este mai puțin avantajoasă decât armătura așezată mai des la mijlocul plăcii.

[1] După cum reiese din cercetările lui S. G. Macoveev (L.I.S.I.), în cazul armării plăcilor paralel cu laturile conturului, armătura lucrează sub un unghi de 45° față de eforturile normale de întindere, care acționează perpendicular pe diagonalele plăcilor, ceeace duce la o creștere a rezistenței plăcii la fisurare.

La plăcile dreptunghiulare (cu dimensiunile de 2×3 și 2×4 m) primele fisuri apăreau pe direcția paralelă cu laturile mari; cu creșterea încărcării însă fisurile lungindu-se se îndreptau (sub un unghi de 45°) spre colțurile plăcii (fig. 133, *b*). Ruperea se produce atât în urma deschiderii fisurilor paralele cu laturile lungi și continuate până în colțuri, cât și din cauza ridicării colțurilor plăcii și ruperii betonului la partea superioară în direcții paralele cu diagonalele, în apropierea colțurilor.

2. Calculul plăcilor rezemate pe contur.

Calculul plăcilor rezemate pe contur, se face după două metode:
1) calculul simplificat al plăcilor după teoria rețelelor elastice și
2) calculul plăcilor, ținându-se seamă de deformațiile plastice.

a) *Calculul simplificat al plăcilor*[1])

Majoritatea normelor existente pentru cazurile obișnuite de calcul al plăcilor cu armătură încrucișată recomandă formulele aproximative, deduse pe baza unor ipoteze simplificatoare.

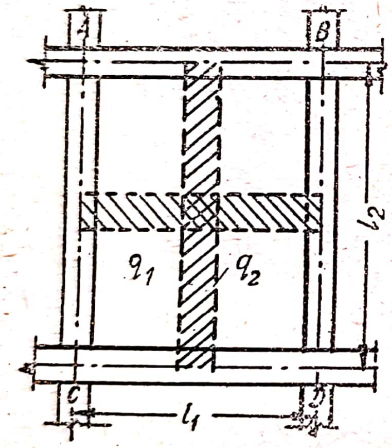


Fig. 134.

Astfel o placă rezemată pe tot conturul și prevăzută cu armătură încrucișată (fig. 134) poate fi considerată o placă formată din două plăci încrucișate care lucrează împreună, fiecare având o armătură pe o singură direcție.

In acest caz, repartizarea încărcării q (pe unitatea de suprafață) la fiecare dintre plăcile ipotetice cu deschiderile l_1 și l_2 se poate stabili cu aproximație din condiția egalității săgeților celor două fâșii care se încrucișează în centrul plăcii, adică, în cazul unei încărcări uniform distribuite, se poate să se scrie:

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 l_1^4}{E I_1} = f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 l_2^4}{E I_2},$$

în care q_1 și q_2 sunt componentele încărcării unitare q, repartizate pe cele două direcții:

I_1 și I_2 — momentele de inerție ale secțiunilor fâșiilor considerate, având aceeași lățime.

Presupunând că $I_1 = I_2$, se obține[2]):

$$q_1 l_1^4 = q_2 l_2^4$$

Afară de aceasta:

$$q_1 + q_2 = q.$$

[1]) G. Marcus: Calculul simplificat al plăcilor, Gosstroiizdat, 1934.
[2]) In realitate, aceste momente de inerție ale secțiunilor fâșiilor perpendiculare între ele nu sunt egale, pentrucă barele de armătură care se încrucișează nu sunt așezate la același nivel.

Rezolvând ultimele două ecuații, se găsesc necunoscutele q_1 și q_2:

$$q_1 = q \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4}; \tag{163}$$

$$q_2 = q \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4} \tag{164}$$

Cunoscând repartizarea încărcării pe cele două direcții, se pot scrie expresiile momentelor încovoietoare:

$$M_1 = \frac{q_1 l_1^2}{8} \text{ și } M_2 = \frac{q_2 l_2^2}{8}.$$

și prin urmare, se poate găsi grosimea plăcii și secțiunea armăturii pe ambele direcții.

Totusi, valorile găsite pentru momentele încovoietoare M_1 și M_2 trebue să fie micșorate, deoarece fiecare fâșie care se găsește mai aproape de marginea plăcii capătă o săgeată mai mică, în comparația cu cea alăturată, care se găsește mai aproape de mijlocul plăcii. Acțiunea reciprocă a fâșiilor paralele dă naștere la momente de torsiune, care micșorează momentele de încovoiere în câmp. La colțuri, momentele de torsiune acționează pe direcția diagonalelor plăcii ca momente negative, iar perpendicular pe acestea, ca momente pozitive.

G. Marcus, aplicând teoria plaselor elastice, a dat factori speciali, subunitari, prin care se ține seamă de influența momentelor de torsiune.

In felul acesta, pentru placa simplu rezemată pe contur, momentele din câmp sunt exprimate prin formulele:

$$M_1 = q_1 \frac{l_1^2}{8} \nu_a \text{ și } M_2 = q_2 \frac{l_2^2}{8} \nu_a \tag{165}$$

în care

$$\nu_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_1^2 \, l_2^2}{l_1^4 + l_2^4} \tag{166}$$

Pentru o placă încastrată pe contur, momentele în câmp sunt:

$$M_1 = + q_1 \frac{l_1^2}{24} \nu_b \text{ și } M_2 = + q_2 \frac{l_2^2}{24} \nu_b \tag{167}$$

$$\nu_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_1^2 \cdot l_2^2}{l_1^4 + l_2^4}. \tag{168}$$

Momentele de încastrare (la reazeme):

$$\left.\begin{aligned} M_a &= - q_1 \frac{l_1^2}{12} = - q \frac{l_1^2}{12} \cdot \frac{l_2^4}{l_1^4 + l_2^4}; \\ M_b &= - q_2 \frac{l_2^2}{12} = - q \frac{l_2^2}{12} \cdot \frac{l_1^4}{l_1^4 + l_2^4}. \end{aligned}\right\} \tag{169}$$

Pe baza acestei metode simplificate s'a elaborat un sistem comod pentru aplicarea practică, permițând să se efectueze suficient de simplu atât calculul plăcilor separate cu armătura încrucișată, cât și cel al plăcilor continue.

Plăci separate. La plăcile separate, fiecare dintre cele patru laturi poate să fie simplu rezemată sau încastrată și, în funcție de aceasta, pot exista șase cazuri de rezemare (fig. 135).

Pentru toate aceste cazuri sunt date următoarele formule de calcul:

$$q_1 = x_1 q;\ q_2 = (1 - x_1)\ q; \tag{170}$$

$$M_{1\,max} = \frac{q l_1^2}{\varphi_1};\ M_{2\,max} = \frac{q l_2^2}{\varphi_2}. \tag{171}$$

Presiunile depe reazeme, transmise de placa dreptunghiulară pe conturul de rezemare, sunt considerate uniform distribuite.

Momentele din reazeme se iau ca pentru plăci armate pe o singură direcție. Astfel, în cazul încastrării pe o latură, momentul din reazem va fi:

$$M_1 = -\frac{1}{8} q_1 l_1^2 \text{ sau } M_2 = -\frac{1}{8} q_2 l_2^2;$$

în cazul încastrării de ambele părți:

$$M_1 = -\frac{1}{12} q_1 l_1^2 \text{ sau } M_2 = -\frac{1}{12} q_1 l_2^2$$

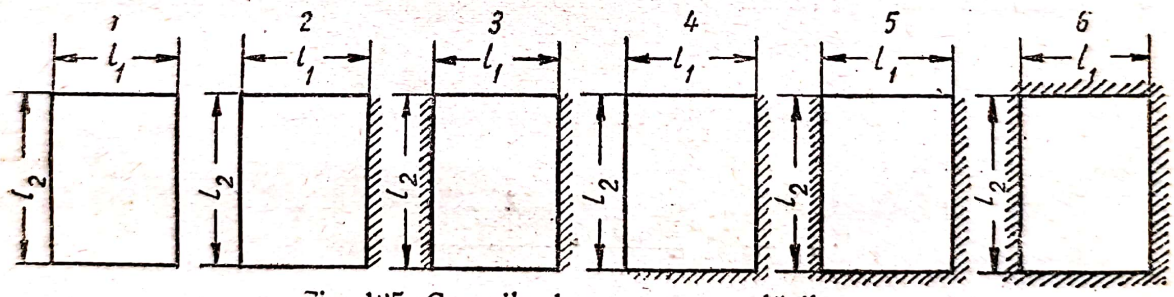


Fig. 135. Cazurile de rezemare a plăcilor

Tabelele date în anexa V sunt întocmite pentru toate cele șase cazuri de rezemare ale plăcilor, pentru diferite valori ale raportului dintre deschideri.

$$\lambda = l_2 : l_1$$

Pentru determinarea momentelor încovoietoare se iau din aceste tabele coeficienții respectivi φ_1 și φ_2, cu condiția ca prin măsuri constructive să fie exclusă posibilitatea de ridicare a colțurilor. Dacă această condiție nu este însă respectată (plăci-capace), se iau din tabelă numai valorile q_1 și q_2, iar φ se ia în funcție de condițiile de rezemare a plăcii.

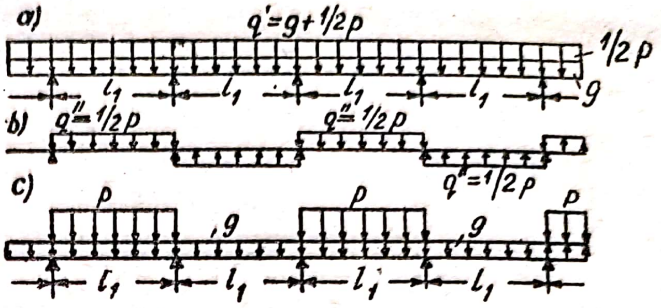
Plăci continue. Calculul plăcilor continue cu armătură încrucișată se face folosind aceleași tabele și se reduce la calculul unor plăci separate, cu o singură deschidere, pentru două cazuri de încărcare.

In adevăr, să ne închipuim o încărcare totală, uniform distribuită pe placă, formată din două părți:

$$q = q' + q''$$

în care

$$\left.\begin{aligned} q' &= g + \frac{1}{2}\,p \\ q'' &= \frac{1}{2}\,p \end{aligned}\right\} \quad (172)$$



In cazul încărcării tuturor câmpurilor plăcii numai cu sarcina $q' = g + \frac{1}{2}\,p$ (fig. 136, a) se poate considera cu aproximație că placa fiecărei deschideri este încastrată rigid pe reazemele intermediare.

In cazul încărcării în șah a câmpurilor cu sarcina $q'' = \frac{1}{2}\,p$,

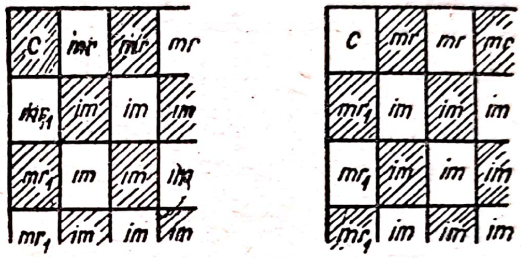


Fig. 136.

însă astfel încât într'un câmp sarcina acționează în jos, iar în celălalt câmp în sus (fig. 136, *b*), momentele din reazeme sunt egal cu zero; în acest caz, se poate considera placa din fiecare câmp simplu rezemată pe contur.

In felul acesta, calculând momentele încovoietoare în câmp din încărcarea q' în ipoteza încastrării complete la toate reazemele intermediare și momentele, din încărcarea $\pm q''$ în ipoteza că placa este simplu rezemată și apoi adunându-le, se obține valoarea momentelor încovoietoare din încărcarea totală, pentru poziția cea mai defavorabilă (fig. 136, *c*).

Pentru ambele cazuri, momentele se determină din tabelele din anexa V. Tot acolo sunt date trei tipuri de plăci continue și formulele respective ale momentelor încovoietoare.

b) *Calculul plăcilor, ținând seamă de deformațiile plastice*

La calculul plăcilor rezemate pe contur, în care se ține seamă de redistribuirea eforturilor (momentelor) din cauza deformațiilor plastice[1]) armătura poate fi folosită mai rațional și se poate obține o economie apreciabilă de metal, care reprezintă 20—25%, în comparație cu consumul de oțel în cazul utilizării plăcii calculate după metoda veche (calculul la stadiul elastic).

La baza calculului se află metoda echilibrului limită, după care, în momentul epuizării capacității portante, se formează în plăci un sistem de fisuri principale (linii de rupere), care se deschid la suprafața superioară sau la cea inferioară a plăcii.

[1]) Instrucțiunile (I — 132 50)

Considerând placa un sistem de elemente rigide, legate între ele dealungul liniilor de rupere prin articulaţii plastice, din câmp şi dela reazeme (fig. 137, *a*), profesorul A. A. Gvozdev a elaborat metoda[1]) care a dus la următoarea ecuaţie pentru determinarea momentelor de calcul ale plăcii (fig. 137, *b*):

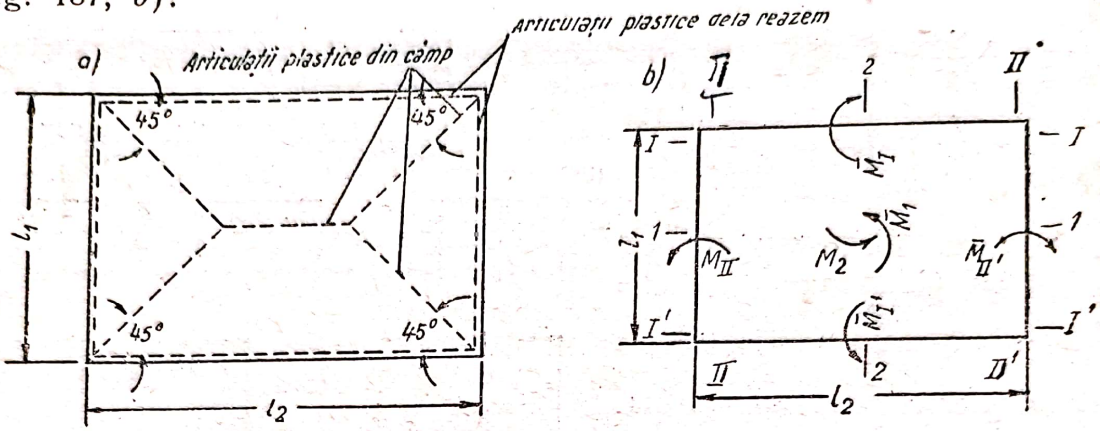


Fig. 137. Schema pentru calculul plăcilor cu luarea în considerare a deformaţiilor plastice: a — poziţia articulaţiilor plastice; b — momentele şi secţiunile de calcul.

$$\frac{k(g+p)l_1^2}{12}(3l_2-l_1)=2\overline{M}_1+2\overline{M}_2+\overline{M}_I+\overline{M}_I'+\overline{M}_{II}+\overline{M}_{II}' \qquad (173)$$

în care l_1 şi l_2 sunt, respectiv, deschiderea minimă şi cea maximă, considerate, pentru câmpurile intermediare, egale cu deschiderea plăcii (lumina) şi pentru câmpurile marginale, egale, deasemenea, cu deschiderea plăcii (lumina) atunci când placa este legată monolitic de o grindă aşezată pe contur şi cu deschiderea (lumina) plus jumătate din grosimea plăcii — în cazul rezemării simple a plăcii pe reazemul marginal;

$\overline{M}_1$ este momentul de rupere din câmp pentru toată lăţimea secţiunii, perpendiculară pe deschiderea l_1;

$\overline{M}_2$ — idem pentru secţiunea perpendiculară pe deschiderea l_2;

$\overline{M}_I$ şi $\overline{M}_I'$ sunt momentele de rupere pentru toată lăţimea secţiunilor dela reazem, perpendiculare pe deschiderea l_1;

$\overline{M}_{II}$ şi $\overline{M}_{II}'$ — idem pentru secţiunea perpendiculară pe deschiderea l_2.

Aceste momente pot fi exprimate prin formulele:

$$\left.\begin{aligned}&\overline{M}_1=\eta\sigma_c\overline{F}_{a1}z;\ \overline{M}_2=\eta\sigma_c\overline{F}_{a2}z;\\&\overline{M}_I=\eta\sigma_c\overline{F}_{aI}'z;\ \overline{M}_I'=\eta\sigma_c\overline{F}_{aI}'z;\\&M_{II}=\eta\sigma_c\overline{F}_{aII}z;\ \overline{M}_{II}'=\eta\sigma_c\overline{F}_{aII}'z.\end{aligned}\right\} \qquad (174)$$

1) A. A. Gvozdev: Metoda echilibrului limită, aplicată la calculul construcţiilor de beton armat, „Injenernâi Sbornic", Academia de Ştiinţe a U.R.S.S., vol. V, Ed. 2. 1949.

In aceste formule, secțiunile armăturii întinse $\overline{F}_{a1}, \overline{F}_{a2} \cdots \overline{F}_{aII}$; sunt corespunzătoare întregii lățimi a deschiderilor respective. In acest caz, în secțiunile totale ale armăturii $\overline{F}_{a1}$ și $\overline{F}_{a2}$ se includ numai barele armăturii din câmp, care intersectează articulațiile liniare plastice din câmp (fig. 138).

Barele ridicate sau cele întrerupte înainte de intersecția cu articulația plastică nu se includ însă în secțiunea totală $\overline{F}_{a1}$ și $\overline{F}_{a2}$. Prin urmare, nu se includ barele care se întrerup sau se ridică la o distanță a dela reazem și care sunt așezate în porțiunea $b = a$ dela marginea panoului.

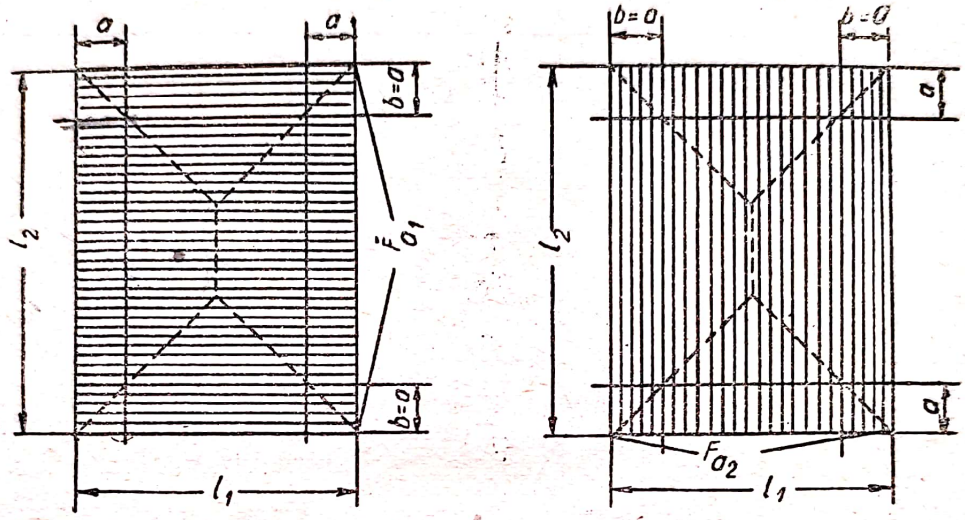


Fig. 138. Schemele armăturii de rezistență

Dacă barele așezate în aceste porțiuni se ridică sau se întrerup numai în dreptul unui singur reazem, iar cu celălalt capăt al lor intersectează articulația plastică din câmp, secțiunea lor se include în secțiunea totală a armăturii $\overline{F}_{a1}$ și $\overline{F}_{a2}$ în limita de 50%.

In general, dacă în deschidere există bare ridicate sau întrerupte, distanța dela marginea reazemului până la locul de ridicare și până la bara întreruptă nu trebuie să depășească $l_1/4$.

Coeficientul η ține seamă de micșorarea secțiunii de calcul a armăturii în plăci, încadrate cu grinzi și legate monolitic de aceasta. Valorea lui η se ia:

a) pentru câmpurile intermediare și reazemele intermediare egală cu . . . . . $\eta = 1{,}25$;

b) pentru câmpurile marginale și la reazemul al doilea dela marginea planșeului pentru l_{mr}: $1 \leq 1{,}5$ . . $\eta = 1{,}25$;
iar pentru $1{,}5 < l_{mr}$: $l \leq 2{,}0$ . . . . . $\eta = 1{,}1$
unde l_{mr} este mărimea deschiderii așezată dealungul marginii planșeului.

Valoarea lui z — brațul cuplului interior — se poate lua egală cu $z = 0{,}9\ h_0$.

Atunci când placa are reazeme libere, valorile momentelor dela reazeme $(\overline{M}_I \ldots\ldots, \overline{M}_{II}')$, pentru astfel de reazeme, se iau egale cu zero.

Procentul total de armare din fiecare secțiune de calcul nu trebuie să fie sub cel minim prevăzut de N și TU și să nu fie mai mare decât cel maxim admis în cazul armării simple $\left(50\,\frac{R_i}{\sigma_c}\right)$.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru calculul secțiunilor, ținând seamă de cerințele constructive și de economia de metal se recomandă adoptarea următoarelor criterii:

a) dacă armarea plăcilor se face cu bare separate sau cu plase sudate, se recomandă ca raportul dintre secțiunile armăturii F_{a2}/F_{a1}, care revine pe metrul de lățime a plăcii, să se fixeze în funcție de raportul l_2/l_1, după datele din tabela 22:

Tabela 22

l_2/l_1	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
Fa_2/Fa_1	1,0—0,8	0,9—0,7	0,8—0,6	0,7—0,6	0,6—0,4	0 55—0,35	0,5—0,3	0,45—0,25	0,40—0,20	0,35—0,20	0,3—0,15

b) dacă armarea plăcii se face cu plase sudate în suluri, pentru $l_2/l_1 < 1{,}5$ se va lua o plasă cu ochiuri pătrate și cu bare egale pe ambele direcții; pentru $l_2/l_1 \geqslant 1{,}5$ raportul F_{a2}/F_{a1} se va lua din tabela 22;

c) raportul dintre secțiunile armăturilor dela reazem și cele din câmp (F_{aI}/F_{a1}; F_{aI}'/F_{a1}; F_{aII}/F_{a2}; și F_{aII}'/F_{a2}) se va fixa între limitele 1 și 2,5; în acest caz, ca și pentru deschiderile intermediare, se recomandă ca aceste raporturi să se ia cât mai apropiate de 2,5.

In felul acesta, pentru orice panou al planșeului, fixând raportul dintre secțiunile armăturii se pot exprima momentele (din câmp și la reazem) în funcție de o valoare oarecare a secțiunii armăturii (de exemplu F_{a1}), iar după aceea, înlocuind aceste expresii ale momentelor în formula de bază (173) se va găsi întâi această secțiune a armăturii (F_{a1}), iar apoi succesiv, cunoscând raporturile dintre ele și pe toate celelalte secțiuni. După aceasta se trece la panoul următor și, cunoscând momentul dela reazem la nervura comună cu panoul considerat anterior, se găsește pe aceeași cale celelalte secțiuni ale armăturii celui de al doilea panou etc.

Instrucțiunile Institutului KTIS recomandă să se înceapă calculul plăcilor cu mai multe deschideri, rezemate pe contur, pornind dela panoul dela mijloc.

Atunci când calculul se face după această metodă, este necesar să se fixeze în prealabil grosimea plăcii. Grosimea trebue să reprezinte în cazul simplei rezemări cel puțin $1/45\ l_1$, iar în cazul unei încastrări elastice dealungul conturului, cel puțin $1/50\ l_1$; în cazul betonului ușor, respectiv $1/38\ l_1$ și $1/42\ l_1$.

Armătura aleasă pe direcția laturii mai mici trebue așezată în câmp mai jos decât armătura care este așezată în direcția laturii mari a panoului; în conformitate cu aceasta se fixează înălțimea utilă a plăcii și brațul cuplului interior (pentru cele două direcții).

Plăcile încărcate parțial cu sarcini uniform distribuite sau concentrate pot fi calculate ca plăci elastice după tabelele academicianului B. G. Galerchin[1]).

[1]) B. G. Galerchin: Plăci subțiri, elastice, Gosstroiizdat, 1933, TNIPS. Instrucțiuni pentru calculul grinzilor, plăcilor și al planșelor pe grinzi, din beton armat. Redacția generală pentru construcții, 1938.

Scanned with OKEN Scanner

3) Alcătuirea plăcilor rezemate pe contur

Planseele cu nervuri încrucișate și plăcile rezemate pe contur pot fi de două tipuri: a) cu panouri mari (dimensiunea laturii până la 5—6 m); în acest caz grinzile se așează numai pe stâlpi (în cazul unor deschideri mai mari se execută grinzi intermediare); b) cu panouri mici sau chesoane (dimensiunea laturii de cel mult 2 m); planșeele chesonate sunt studiate separat, la punctul 5.

Grosimea plăcii planșeelor cu panouri mari variază între 8 și 16 cm.

Armerea plăcilor poate fi executată folosind atât bare independente, cât și plase sudate.

a) *Armarea cu bare separate*

Caracteristica acestei armări o constitue faptul, că barele așezate paralel cu grinzile care se încrucișează pot fi așezate mai rar, în apropierea acestora din urmă, decât la mijlocul plăcii, pentrucă în apropierea grinzilor eforturile unitare în placă apar în primul rând în direcția perpendiculară pe acestea.

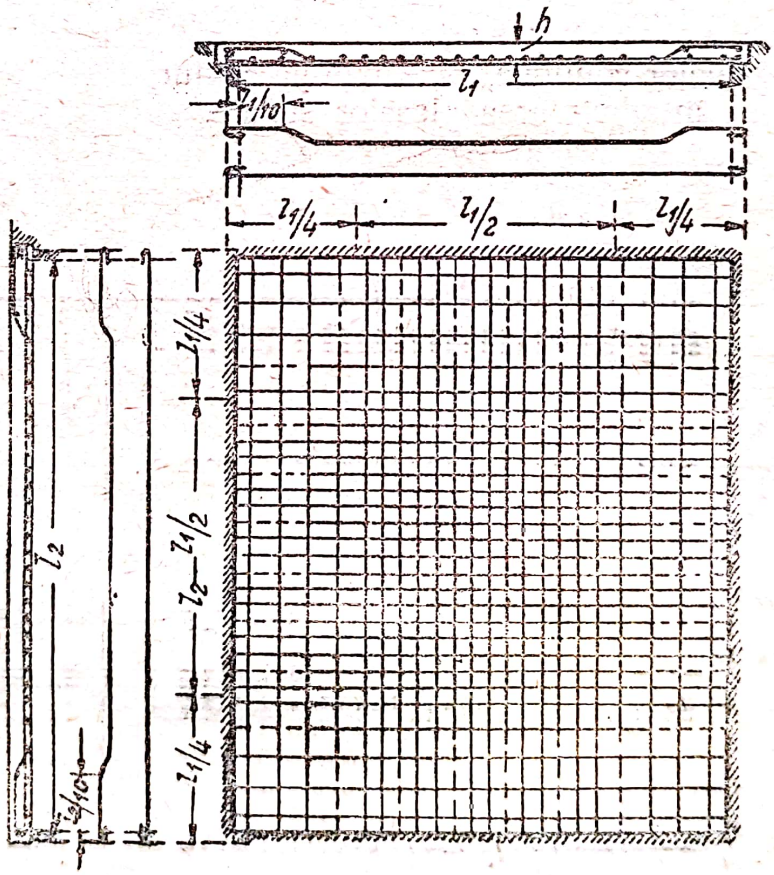


Fig. 139. Armarea plăcii cu bare separate

Deaceea, în cazul armării plăcii rezemate pe contur (fig. 139) se recomandă să se împartă placa pe fiecare direcție în trei fășii, fășiile marginale având o lățime de 1/4 l_1 (din deschiderea mică) și cele intermediare — respectiv 1/2 l_1 și ($l_2 - 1/2\, l_1$), fășiile dela mijloc armându-se după momentele din calcul, iar în cele marginale, armătura montându-se pe jumătate față de fășiile centrale, însă cel puțin trei bare pe metru.

La grinzile simplu rezemate, având în vedere că în calcul nu se ia în considerare încastrarea parțială dela reazeme, se ridică 1/3 din bare fiecare direcție. In plăcile încastrate se ridică până la 2/3 din bare și se montează bare suplimentare; afară de aceasta, reazemele pot fi întărite prin vute.

La o placă continuă, repartizarea armăturii din câmp între fășiile dela mijloc și cele marginale se face la fel ca la o placă simplu rezemată. In partea dela mijloc a fiecărui câmp se ridică alternativ pe ambele direcții în dreptul reazemelor 2/3 sau 1/2 din numărul barelor. Barele drepte pot să meargă neîntrerupte prin două sau mai multe deschideri.

Deoarece este greu de ridicat barele așezate în partea laterală a deschiderii și întrucât acestea sunt în cantitate insuficientă, pentru consolidarea locurilor slabe, se adaugă la colțuri (deasupra stâlpilor) bare superioare, care se așează paralel pe direcția deschiderilor. Pentru aceste bare se recomandă să se ia jumătate din secțiunea totală a barelor așezate la mijlocul plăcii.

b) *Armarea cu plase sudate*

Armarea plăcilor continue, rezemate pe contur, se simplifică mult și se accelerează prin întrebuințarea plaselor sudate.

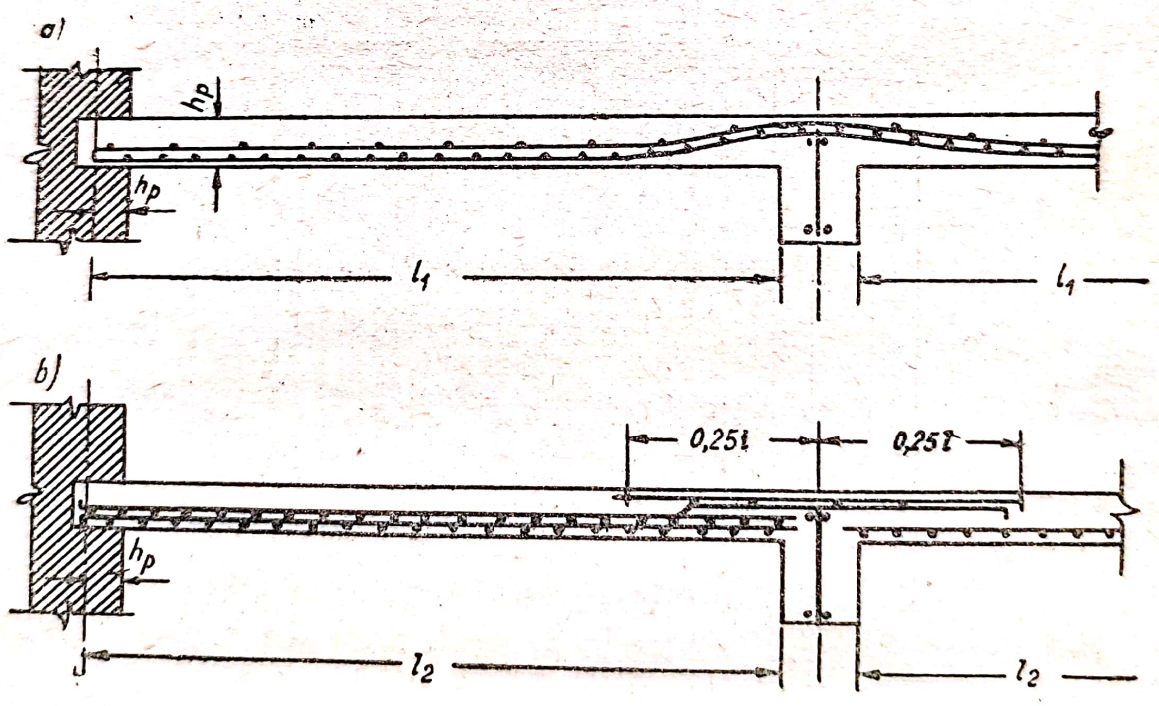


Fig. 140. Armarea plăcilor cu plase sudate:
a — panoul marginal; b — panoul dela colț

Ca și în cazul armării plăcilor într'un singur sens, aici se întrebuințează deasemenea plase în suluri, sudate, având barele de rezistență (cu diametrul de 5 mm și mai mic) așezate în lung și plasele în suluri sudate, cu barele de rezistență așezate transversal (diametrul de 6 mm și mai mare)[1]).

[1] Instrucțiunile (I — 122 — 50).

In primul caz (fig. 124, *a*), plasele în suluri se desfășoară după direcția deschiderii minime și anume dacă raportul $l_2/l_1 \leq 1{,}5$, se întrebuințează plase cu ochiuri pătrate și cu bare de același diametru în ambele direcții, iar dacă raportul $l_2/l_1 > 1{,}5$, se vor întrebuința plase cu barele de rezistență așezate longitudinal, ținându-se seamă de armătura de repartiție la preluarea eforturilor în direcția deschiderii mai mari. In ambele cazuri, pe direcția lățimii sulului, plasele se înnădesc printr'un rost de lucru (fig. 48). Deasupra grinzilor care sunt paralele cu direcția de desfășurare a plaselor de bază se desfășoară (la partea superioară a plăcii) plase cu bare de rezistență, așezate transversal (ca în fig. 125), a căror lățime se ia egală cu jumătate din deschiderea mai mică a plăcii.

In panourile marginale, se desfășoară peste plasele de bază, alte plase suplimentare. In acest caz, dacă marginea simplu rezemată a plăcii este perpendiculară pe direcția de desfășurare, plasa suplimentară se așează ca și plăcile armate într'un sens (fig. 124, *b*); la panourile marginale, însă, unde marginea simplu rezemată a plăcii corespunde direcției de desfășurare a plaselor de bază, plasa suplimentară se așează peste cea de bază, pe toată fășia marginală (fig. 140, *a*).

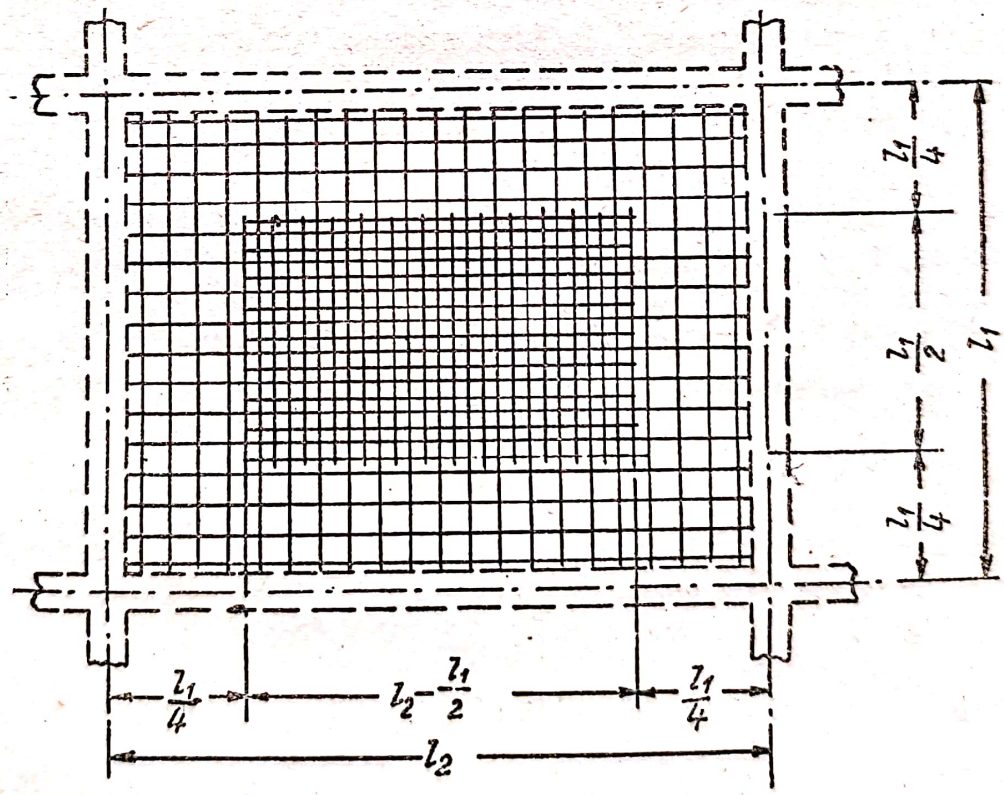


Fig. 141. Armarea plăcilor cu dimensiuni mari ($l > 2{,}5$ m)

La panourile dela colțuri, după desfășurarea plaselor de bază și a celor suplimentare se montează bare suplimentare, așezate perpendicular pe direcția barelor de rezistență ale plaselor suplimentare; aceste bare se petrec dincolo de axa primului reazem intermediar cu 1/4 din deschiderea minimă (fig. 140, *b*). După aceasta se desfășoară peste reazem sulul de plasă deasupra barelor petrecute din deschiderea marginală.

Dacă diametrul de rezistență este de 6 mm și mai mare, se întrebuințează armarea separată, folosind suluri de plase sudate, care au barele de rezistență așezate transversal, acestea desfășurându-se pe două direcții perpendiculare între ele, sau armarea separată se face folosind plase sudate plane. Armătura dela reazeme se poate executa la fel ca pentru plăcile armate într'un singur sens (fig. 125).

La plăcile chesonate, cu deschideri mai mari decât 2,5 m, în scopul economisirii metalului „Instrucțiunile" recomandă să se așeze, în părțile dela mijloc ale panourilor, plase suplimentare, — plane sau bucăți de suluri (fig. 141) — în așa fel, încât la fâșiile marginale de $^1/_4\ l_1$ lățime, secțiunea armăturii pe metru de placă să reprezinte 50% din secțiunea armăturii (pe metru) pe aceeași direcție, a fâșiei dela mijloc; armătura dela reazeme se execută, ca și în cazul armării separate a plăcilor armate într'un singur sens.

4. Calculul grinzilor în cazul plăcilor rezemate pe contur

Determinarea exactă a sarcinii transmise asupra grinzilor de placa rezemată pe contur, duce la formule matematice foarte complicate, fapt pentru care nu poate fi utilizată în scopuri practice.

Deaceea, ne putem mulțumi cu o repartizare aproximativă a încărcării.

Pentru repartizarea încărcării uniforme se duc deobicei din colțurile plăcii bisectoare, care delimitează suprafețele a căror încărcare se transmite laturii respective; adică în cazul plăcilor pătrate (fig. 142, *a*), se transmite pe nervuri o sarcină cu repartiție triunghiulară, iar în cazul plăcilor dreptunghiulare (fig. 142, *b*) repartiția sarcinii este trapezoidală (pe laturile lungi) și triunghiulară (pe laturile scurte).

In acest caz, asupra grinzilor așezate pe direcția l_1 și l_2 revin încărcările:

$$P_1 = \frac{1}{4} l_1^2\, q \text{ și } P_2 = \frac{1}{4} l_1\, q\, (2\, l_2 - l_1), \tag{175}$$

în care l_1 este latura scurtă a panoului plăcii.

Momentele date de aceste încărcări în grinzi, în cazul rezemării simple, au valorile:

$$M_1 = \frac{q\, l_1^3}{24} \text{ și } M_2 = \frac{(3\, l_2^2 - l_1^2)\, q\, l_1}{48} \tag{176}$$

Pentru grinzile continue, cu încărcare trapezoidală sau triunghiulară, momentele se găsesc prin rezolvarea ecuațiilor celor trei momente, pentru aceasta fiind necesar să se cunoască termenii care intră în componența lor, și care depind de încărcări (termenii de încărcare).

Pentru grinzile cu mai multe deschideri, în vederea determinării momentelor dela reazeme se pot folosi tabelele obișnuite pentru grinzi continue (vezi anexa II), introducând o încărcare echivalentă.

Pentru încărcarea triunghiulară:

$$q_{ech} = {}^{5}/_{8}\, q,$$

iar pentru cea trapezoidală:

$$q_{ech} = (1 - 2\,\alpha^2 + \alpha^3)\, q.$$

unde $a : l_2 = \alpha$ (fig. 142, *b*).

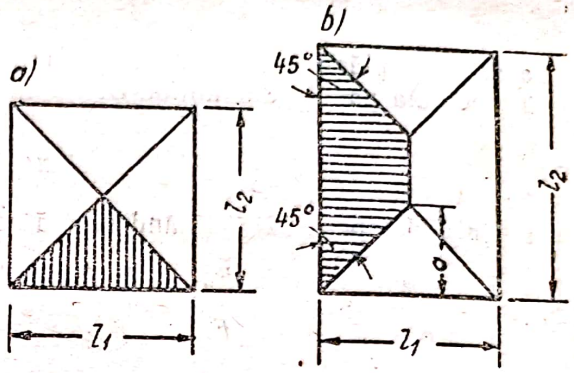


Fig. 142. Formarea suprafeței de încărcare a grinzilor
a — la plăci pătrate; b — la plăci dreptunghiulare.

După determinarea momentelor dela reazeme, momentele din câmp se pot găsi ușor prin metoda obișnuită.

In cazul încărcării trapezoidale, momentul maxim se găsește între limitele porțiunii cu încărcarea uniformă și expresia generală pentru momentul din câmp are formula:

$$M = \frac{1}{2}\, q \left(lx - x^2 - \frac{a^2}{3} \right) + M_{n-1} + \frac{M_n - M_{n-1}}{l}\, x \qquad (177)$$

Valoarea maximă a lui M va avea loc pentru

$$x = \frac{1}{2}\, l + \frac{M_n - M_{n-1}}{lq}, \qquad (178)$$

In cazul încărcării triunghiulare:

$$M = \frac{ql}{4}\, x - \frac{qx^3}{3l} + M_{n-1} + \frac{M_n - M_{n-1}}{l}\, x \qquad (179)$$

$$x = \sqrt{\frac{l^2}{4} + \frac{M_n - M_{n-1}}{q}} \qquad (180)$$

Exemplul 16. Să se calculeze o placă de planșeu, formată din 12 panouri dreptunghiulare (chesoane) simplu rezemate pe contur (fig. 143).

Date: pardoseala de ciment; încărcarea mobilă 750 kg/m²; beton marca 110; oțel marca St. O. Calculul se va face ținându-se seamă de deformațiile plastice.

Se ia grosimea plăcii de 10 cm și coeficientul de siguranță $k = 2{,}0$.

Inoărcarea pe metru pătrat:

Greutatea proprie a plăcii	$0{,}10 \cdot 2500 = 250$ kg/m²
Pardoseala	$0{,}02 \cdot 2200 = 44$ kg/m²
Drișcuiala	$0{,}005 \cdot 2000 = 10$ kg/m²
	$g \approx 305$ kg/m²
	$p = 750$ kg/m²

Deschiderile de calcul:

$$l_2 = 4{,}75 - 0{,}25 = 4{,}50 \text{ m}; \quad l_1 = 3{,}80 - 0{,}25 = 3{,}55 \text{ m};$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4{,}50}{3{,}55} = 1{,}27 < 2{,}0$$

La armarea plăcii, 50% din bare se ridică la o distanță de $^1/_4\ l_1$ dela reazem. Calculul se începe dela panoul din mijloc *D*.

Panoul D

Cu ajutorul tabelei 22 și ținând seamă de indicațiile privitoare la aceasta se ia:

$$\frac{F_{a^2}}{F_{a1}} = 0{,}65; \quad \frac{F_{aI}}{F_{a1}} = \frac{F_{aI}'}{F_{a1}} = 2{,}0 \text{ și } \frac{F_{aII}}{F_{a2}} = \frac{F_{aII}'}{F_{a2}} = 2{,}0.$$

Înălțimea utilă a secțiunii plăcii:

$$h_{01} = 10 - (1{,}5 + 0{,}4) = 8{,}1 \text{ cm (pe direcția lui } l_1)$$

$$h_{02} = 10\ (1{,}5 + 0{,}8 + 0{,}4) = 7{,}3 \text{ cm (pe direcția lui } l_2)$$

Dacă se ridică 50% din bare, secțiunile armăturii pentru toată lățimea deschiderii vor fi:

$$\overline{F}_{a1} = F_{a1}\left(l_2 - \frac{0{,}5 \cdot 2\ l_1}{4}\right) = F_{a1}\left(4{,}5 - \frac{0{,}5 \cdot 2 \cdot 3.55}{4}\right) = 3{,}61\ F_{a1}$$

$$\overline{F}_{a2} = F_{a2}\left(l_2 - \frac{0{,}5 \cdot 2\ l_1}{4}\right) = F_{a2}\left(3{,}55 - \frac{0{,}5 \cdot 2 \cdot 3{,}55}{2}\right) = 2{,}66\ F_{a2}$$

Pentru $F_{a2} = 0{,}65\ F_{a1}$ avem:

$$\overline{F}_{a2} = 2{,}66 \cdot 0{,}65\ F_{a1} = 1{,}73\ F_{a1}.$$

La reazemele *D/C* secțiunile armăturii sunt:

$\overline{F}_{aI} = \overline{F}_{aI}' = F_{aI}'.\ l_2 = 4{,}50\ F_{aI}$ sau cu condiția ca $F_{aI} = 2\ F_{a1}$ avem:

$$\overline{F}_{aI} = \overline{F}_{aI}' = 4{,}5 \cdot 2\ F_{a1} = 9\ F_{a1}$$

La reazemele *D/B* și *D/D* secțiunile armăturii sunt:

$\overline{F}_{aII} = F_{aII}' = F_{aII}'\ l_1 = 3{,}55\ F_{aII}$

sau pentru $F_{aII} = 2\ F_{a2}$.

$$\overline{F}_{aII} = \overline{F}_{aII}' = 3{,}55 \cdot 2 \cdot 0{,}65\ F_{a1} = 4{,}62\ F_{a1}.$$

Apoi din formulele (174) avem:

$$\overline{M}_1 = \eta \cdot z \cdot \sigma_c' \cdot \overline{F}_{a1} = 1{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 3{,}61\ F_{a1} = 824\ F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_2 = \eta \cdot z \cdot \sigma_c' \cdot \overline{F}_{a2} = 1{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 7{,}3 \cdot 2500 \cdot 1{,}73\ F_{a1} = 355\ F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_I = \overline{M}_{I'} = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{aI} = 1{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 9\ F_{a1} = 2050\ F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_{II} = \overline{M}_{II}' = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{aII} = 1{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 4{,}62\ F_{a1} = 1052\ F_{a1} \text{ kgm}.$$

S'a luat $\eta = 1{,}25$, deoarece placa panoului D are pe contur grinzi legate de ea monolitic.

Din formula (173) avem:

$$2 \cdot 824 + 2 \cdot 355 + 2 \cdot 2050 + 2 \cdot 1052) \; F_{a1} = \frac{2\,(305 + 750)\,3{,}55^2}{12}\,(3 \cdot 4{,}5 - 3{,}55)$$

de unde:

$$F_{a1} = 2{,}57 \text{ cm}^2.$$

Se ia 5 ∅ 8 pe metru ($F_{a1} = 2{,}52$ cm²).

$$F_{a2} = 0{,}65 \; F_{a1} = 0{,}65 \cdot 2{,}57 = 1{,}67 \text{ cm}^2.$$

Se ia 6 ∅ 6 pe metru ($F_{a2} = 1{,}70$ cm²);

$$F_{a1} = F_{aI}' = 2 \cdot 2{,}57 = 5{,}14 \text{ cm}^2;$$

$$F_{aII} = F_{aII}' = 2\,F_{a2} = 2 \cdot 1{,}67 = 3{,}34 \text{ cm}^2.$$

La reazeme, diametrul și distanța dintre bare se precizează după determinarea secțiunii armăturii din câmp în panoul C.

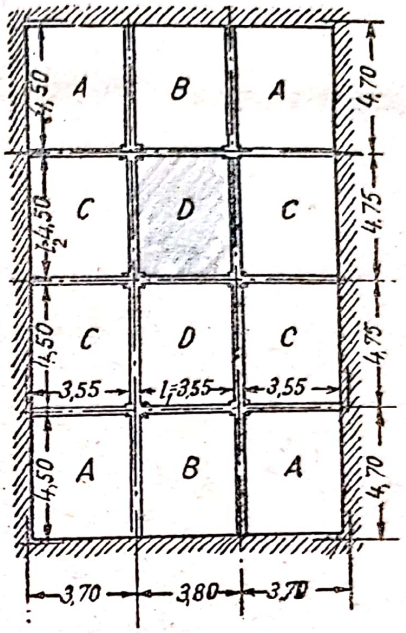


Fig. 143. Schema planșeului

Panoul B

Cu ajutorul tabelei 22 și ținând seamă de indicațiile privitoare la aceasta se ia:

$$\frac{F_{a2}}{F_{a1}} = 0{,}65; \quad \frac{F_{aI}}{F_{a1}} = \frac{F_{aI}'}{F_{a1}} = 2{,}0.$$

Armătura dela reazemul D/B s'a determinat cu ocazia calculării panoului D și este considerată cunoscută.

$$(F_{aII} = 3{,}34 \text{ cm}^2).$$

Pentru toată lățimea câmpului avem:

$$\overline{F_{a1}} = F_{a1}\left(l_2 - \frac{0{,}5 \cdot 2\,l_1}{4}\right) = F_{a1}\left(4{,}5 - \frac{4{,}5 \cdot 2 \cdot 3{,}55}{4}\right) = 3{,}61 \; F_{a1};$$

$$\overline{F_{a2}} = F_{a2}\left(l_1 - \frac{0{,}5 \cdot 2\,l_1}{4}\right) = 2{,}66 \; F_{a2} = 2{,}66 \cdot 0{,}65 \; F_{a1} = 1{,}73 \; F_{a1};$$

$$\overline{F_{a1}} = \overline{F_{a1}}' = 4{,}5 \; F_{aI} = 4{,}5 \cdot 2 \; F_{a1} = 9{,}0 \; F_{a1};$$

$$\overline{F_{aII}} = l_1 \; F_{aII} = 3{,}55 \cdot \; 3{,}34 = 11{,}86 \text{ cm}^2.$$

Din formulele (174) avem:

$$\overline{M_1} = \eta\, z\, \sigma_c \; \overline{F_{a1}} = 1 \cdot \; 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 3{,}61 \; F_{a1} = 658 \; F_{a1} \text{ kgm};$$

$$M_2 = \eta\, z\, \sigma_c \; F_{a2} = 1 \cdot \; 0{,}9 \cdot 7{,}3 \cdot 2500 \cdot 1{,}73 \; F_{a1} = 284 \; F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M_I} = \overline{M_I}' = \eta \cdot z \cdot \; \sigma c \cdot \overline{F_{a1}} = 1 \cdot \; 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 9{,}0 \; F_{a1} = 1640 \; F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M_{II}} = \eta \cdot z \cdot \; \sigma_c \cdot \overline{F_{aII}} = 1 \cdot 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 11{,}86 = 2160 \text{ kgm};$$

$$M_{II}' = 0 \text{ (reazem simplu)}.$$

S'a luat $\eta = 1$, pentrucă panoul B nu este aşezat pe grinzi pe tot conturul.
Din formula (173) avem:

$$(2 \cdot 658 + 2 \cdot 284 + 2 \cdot 1640)\ F_{a1} + 2160 = 22044,$$

de unde:

$$F_{a1} = 3{,}83 \text{ cm}^2.$$

Se ia 8 ∅ 8 pe metru ($F_{a1} = 4{,}02$ cm²);

$$F_{a2} = 0{,}65\ F_{a1} = 0{,}65 \cdot 3{,}83 = 2{,}49 \text{ cm}^2.$$

Se ia 5 ∅ 8 pe metru ($F_{a2} = 2{,}52$ cm²);

$$F_{aI} = F_{aI}' = 2\ F_{a1} = 2 \cdot 3{,}83 = 7{,}66 \text{ cm}^2$$

La reazem, diametrul şi distanţa dintre bare se precizează după determinarea secţiunii armăturii din câmp în panoul A.

Panoul C

Cu ajutorul tabelei 22 şi ţinând seamă de indicaţiile privitoare la aceasta, se ia:

$$\frac{F_{a2}}{F_{a1}} = 0{,}65; \quad \frac{F_{aII}}{F_{a2}} = 2{,}0$$

Armătura din reazemul D/C a fost determinată la calculul panoului D şi este egală cu $F_{a1} = 5{,}14$ cm².

Pentru toată lăţimea câmpului avem:

$$\overline{F}_{a1} = F_{a1}\left(l_2 - \frac{0{,}5 \cdot 2\ l_1}{4}\right) = F_{a1}\left(4{,}5 - \frac{0{,}5 \cdot 2 \cdot 3{,}55}{4}\right) = 3{,}61\ F_{a1};$$

$$\overline{F}_{a2} = F_{a2}\left(l_1 - \frac{0{,}5 \cdot 2\ l_1}{4}\right) = 2{,}66\ F_{a2} = 1{,}73\ F_{a1};$$

$$\overline{F}_{aI} = l_2\ F_{a1} = 4{,}5 \cdot 5{,}14 = 23{,}13 \text{ cm}^2;$$

$$\overline{F}_{aII} = F_{aII}' = 3{,}55\ F_{aII} = 3{,}55 \cdot 2\ F_{a2} = 3 \cdot 55 \cdot 2 \cdot 0{,}65\ F_{a1} = 4{,}62\ F_{a1}$$

Din formulele (174), pentru $\eta = 1$ avem:

$$\overline{M}_1 = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{a1} = 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 3{,}61\ F_{a1} = 658\ F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_2 = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{a2} = 0{,}9 \cdot 7{,}3 \cdot 2500 \cdot 1{,}73\ F_{a1} = 284\ F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_I = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{aI} = 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 23{,}13 = 4215 \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_{II} = \overline{M}_{II}' = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{aII} = 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 4{,}62\ F_{a1} = 842\ F_{a1} \text{ kgm};$$

$$\overline{M}_I' = 0 \text{ (reazem simplu)}$$

Din formula (173) avem:

$$(2 \cdot 658 + 2 \cdot 284 + 2 \cdot 242)\ F_{a1} + 4215 = 22044,$$

de unde:

$$F_{a1} = 4{,}97 \text{ cm}^2.$$

Se ia 10 ∅ 8 pe metru ($F_{a1} = 5{,}03$ cm²);

$$F_{a2} = 0{,}65\ F_{a1} = 0{,}65\ \ 4{,}97 = 3{,}23 \text{ cm}^2.$$

Se ia 7 ∅ 8 pe metru ($F_{a2} = 3{,}52$ cm²):

$$F_{aII} = F_{aII}' = 2F_{a2} = 2 \cdot 0{,}65\ F_{a1} = 2 \cdot 0{,}65 \cdot 4{,}97 = 6{,}46 \text{ cm}^2.$$

La reazeme, diametrul și distanța dintre bare se precizează după determinarea secțiunii armăturii din câmp în panoul *A*.

Panoul A

Potrivit tabelei 22 se ia:

$$\frac{F_{a2}}{F_{a1}} = 0{,}65$$

Armătura dela reazemele *A/B* și *A/C* a fost determinată la calculul panourilor *B* și *C*; în reazemul *A/B* $F_{aI} = 7{,}66$ cm²; în reazemul *A/C* $F_{aII} = 6{,}46$ cm².

Pentru toată lățimea deschiderii avem:

$$\overline{F}_{a1} = F_{a1}\left(l_2 - \frac{0{,}5 \cdot 2\,l_1}{4}\right) = 3{,}61\ F_{a1}$$

$$\overline{F}_{a2} = F_{a2}\left(l_1 - \frac{0{,}5 \cdot 2\,l_1}{4}\right) = 1{,}73\ F_{a1};$$

$\overline{F}_{a1} = l_2\ F_{a1} = 4{,}5 \cdot 7{,}66 = 34{,}47$ cm²; $\overline{F}_{aII} = l_1 Fa_{II} = 3{,}55 \cdot 6{,}46 = 22{,}93$ cm².

Din formula (174) pentru $\eta = 1$, avem:

$\overline{M}_1 = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{a1} = 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 3{,}61\ F_{a1} = 658\ F_{a1}$ kgm;

$\overline{M}^2 = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{a2} = 0{,}9 \cdot 7{,}3 \cdot 2500 \cdot 1{,}73\ F_{a1} = 284\ F_{a1}$ kgm;

$\overline{M}_I = \eta\ z\ \sigma_c\ \overline{F}_{aI} = 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 34{,}7 = 6282$ kgm;

$\overline{M}_{II} = \eta \cdot z \cdot \sigma_c\ \overline{F}_{aII} = 0{,}9 \cdot 8{,}1 \cdot 2500 \cdot 22{,}93 = 4180$ kgm;

$\overline{M}_I'$ și $M_{II}' = 0$ (reazemele simple).

Din formula (173) avem:

$$(2 \cdot 658 + 2 \cdot 284)\ F_{a1} + 6282 + 4180 = 22044;\ F_{a1} = 6{,}15 \text{ cm}^2.$$

Se ia 12 ∅ 8 pe metru ($F_{a1} = 6{,}04$ cm²);

$$F_{a2} = 0{,}65 \cdot 6{,}15 = 4{,}00 \text{ cm}^2.$$

Se ia 8 ∅ 8 pe metru ($F_{a2} = 4{,}02$ cm²).

Precizarea secțiunii armăturii în reazeme

Reazemul A/D. Secțiunea necesară a armăturii, rezultată din calculul panoului *C* este $F_{aI} = 7{,}66$ cm²; după ridicarea unei jumătăți din armătura panourilor *B* și *D* mai este necesară o armătură suplimentară;

$$7{,}66 - \frac{4{,}02 + 6{,}04}{2} = +2{,}63 \text{ cm}^2 \ (5 \varnothing 8).$$

Reazemul A/C. Secțiunea necesară a armăturii, rezultată din calculul panoului *C* este $F_{aII} = 6{,}46$ cm²; după ridicarea unei jumătăți din armătura din câmp în panourile *A* și *B*, mai este necesară o armătură suplimentară:

$$6{,}46 - \frac{4{,}02 + 3{,}51}{2} = 2{,}70 \text{ cm}^2 \ (5 \varnothing 8).$$

Reazemul B/D. Secțiunea necesară a armăturii, rezultată din calculul panoului *D* este $F_{aII} = 3{,}34$ cm²; după ridicarea unei jumătăți din armătura din panourile *B* și *D* mai este necesară o armătură suplimentară:

$$3{,}34 - \frac{2{,}52 + 1{,}7}{2} = 1{,}23 \text{ cm}^2 \ (4 \varnothing 6).$$

Reazemul C/D. Secțiunea necesară a armăturii, rezultată din calculul panoului *D* este $F_{aI} = 5{,}14$ cm²; după ridicarea unei jumătăți din armătura din panourile *C* și *D* este necesară o armătură suplimentară:

$$5{,}14 - \frac{5{,}03 + 2{,}52}{2} = 1{,}36 \text{ cm}^2 \ (3 \varnothing 8)$$

Verificarea procentului de armare

Procentul minim de armare (în panoul *D*) este:

$$\frac{1{,}7 \cdot 100}{100 \cdot 7{,}3} = 0{,}23 > 0{,}2\%.$$

Procentul maxim de armare pe reazemul *A/B:*

$$\frac{7{,}66 \cdot 100}{100 \cdot 8{,}1} = 0{,}95\% < 50 \frac{110}{2500} = 2{,}2\%$$

Comparând rezultatele calculului efectuat și ale calculului aceluiași panou după metoda simplificată[1]), reiese că prima metodă de calcul care ține seamă de deformațiile plastice permite să se realizeze o economie până la 10% ($h = 10$ cm, în loc de 11 cm) și de armătură de cel puțin 25%.

La armarea plăcii cu plase sudate, economia de materiale va fi și mai mare.

5. Planșee chesonate propriu zise (cu rețele de grinzi)

Din considerente arhitectonice se întrebuințează adeseori (în săli, vestibule etc) așa numitele planșee chesonate care se realizează prin subîmpărțirea planșeului în panouri de formă pătrată sau dreptunghiulară cu nervuri — grinzi aparente.

Pentru a avea posibilitatea de a executa planșee chesonate, încăperile trebue să aibă în plan o formă dreptunghiulară[2]) cu raportul dintre laturi de cel mult 1 : 1,5 (fig. 144, *a)* sau să fie împărțite prin stâlpi în sectoare cu acest raport între laturi (fig. 144, *b)*.

Grinzile care împart planșeul la chesoane pot fi dispuse paralel cu laturile sale (fig. 144, *a* și *b)* sau pe direcția diagonalelor (fig. 144, *c* și *d)*,

[1]) C. V. Sahnovschi, Gosstroizdat 1939, pag. 188—191.

[2]) Tavanul poate să aibă și o formă mai complicată, de exemplu cu colțuri rotunjite, oval etc.

deobicei sub un unghiu de 45° față de laturile suprafeței care va fi acoperită. In ultimul caz, planul încăperii nu este limitat de raportul arătat dintre laturi și poate fi mai lung.

In cazul grinzilor pe diagonală, atât lungimea generală a grinzilor cât și lungimea grinzilor intermediare sunt mai mari; totuși în cazul unei astfel de amplasări consumul de material nu este mai mare decât în cazurile obișnuite, datorită faptului că la această amplasare grinzile lucrează în condiții avantajoase. Avantajul planșeelor chesonate din punct de vedere al comportări statice constă în existența grinzilor scurte dela colțuri, care pot fi asemănate unor reazeme elastice intermediare pentru celelalte grinzi mai lungi. Uneori planul planșeului are o lungime mai mare, planșeele chesonate în diagonală prezentând și avantaje arhitectonice.

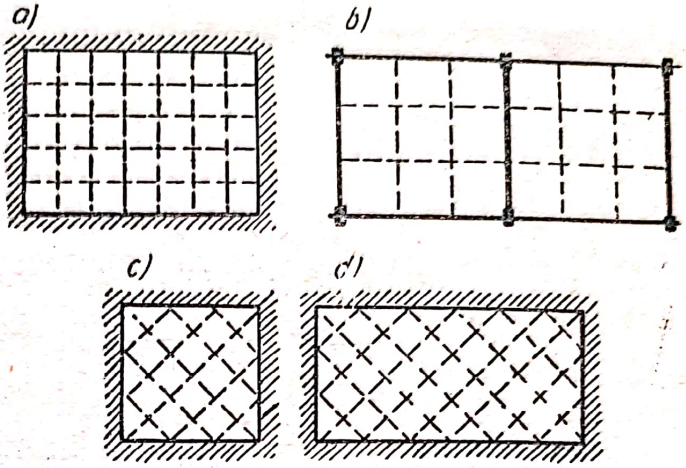


Fig. 144. Scheme de planșee (chesonate)

Înălțimea grinzilor planșeelor chesonate se ia deobicei aceeași în ambele direcții. In acest caz, trebue să se aibe grijă ca în locurile de intersecție a armăturii de rezistență barele grinzilor cu momente de incovoiere mai mari să fie așezate mai jos.

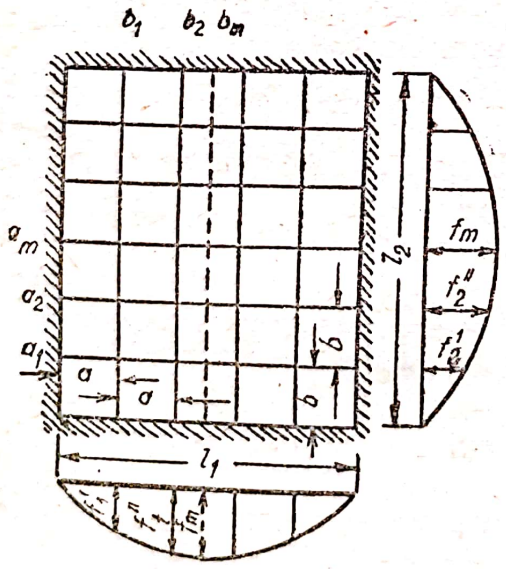


Fig. 145.

Planșeele chesonate se toarnă pe loc sau se execută folosind plăci chesonate prefabricate, care, după montare, se fixează prin diferite metode pe locurile lor.

Planșeele casetate sunt mai costisitoare decât cele cu nervuri și se intrebuințează în cazurile când sunt cerute de considerente arhitectonice.

Calculul planșeelor chesonate. Planșeul reprezentând o placă cu nervuri dese care se intersectează, rezemată pe tot contorul (fig. 145), poate fi calculat (cu aproximație) după metoda generală folosită la calculul plăcilor rezemate pe contur.

Pentru fâșiile așezate la mijlocul planșeului, momentele încovoietoare pe unitatea de lățime de planșeu vor fi:

$$M_1 = \frac{q l_1^2}{8} \quad \text{și} \quad M_2 = \frac{q_2 \, l_2^2}{8}$$

Dacă distanța dintre grinzile longitudinale și transversale este a și b, momentele în grinzile intermediare vor fi:

$$M_{1m} = bM_1 \text{ și } M_{2m} = a\,M_2. \tag{181}$$

Grinzile marginale căpătând săgeți mai mici, vor fi solicitate și de momente încovoietoare mai mici. Pentru a determina valorile momentelor la grinzile marginale, există metode aproximative, bazate pe faptul că săgețile grinzilor, în ipoteza că au aceeași rigiditate EI, sunt proporționale cu momentele, care, la rândul lor, sunt proporționale cu încărcările.

In acest fel, pentru mărimea maximă a săgeții grinzilor dela mijloc (imaginare) f_m și ale grinzilor marginale f_1', f_1'', ..., f_2', f_2'' ... momentul încovoietor, de exemplu, pentru grinda a_1 va fi:

$$M_{a1} = \frac{f_2'}{f_m} M_{1m} = \frac{f_2'}{f_m}\; q_1 b\; \frac{l_1^2}{8} = q_{a1} \frac{l_1^2}{8}\,. \tag{182}$$

Mărimea $q_{a1} = \dfrac{f_2'}{f_m} q_1 b$ este intensitatea încărcării luată în calcul pentru grinda a_1.

Pentru orice altă grindă, momentul din mijlocul deschiderii poate fi exprimat printr'o formulă asemănătoare.

Dacă planșeul chesonat este simplu rezemat, valoarea săgeții în orice secțiune a grinzii cu deschiderea l_1, la distanța x dela reazemul din stânga, va fi:

$$f_x = \frac{q_1 l_1^4}{24\,EI}\left[\frac{x}{l_1} - 2\left(\frac{x}{l_1}\right)^3 + \left(\frac{x}{l_1}\right)^4\right].$$

Pentru grinda dela mijloc, săgeata la mijlocul ei va fi:

$$f_m = \frac{5}{384}\,\frac{q_1 l^4}{EI}\,.$$

Impărțind prima ecuație cu a doua, se obține raportul dintre săgeți, necesar determinării intensității încărcării de calcul:

$$\frac{f_x}{f_m} = \frac{16}{5}\left[\frac{x}{l_1} - 2\left(\frac{x}{l_1}\right)^3 + \left(\frac{x}{l_1}\right)^4\right] \tag{183}$$

Pentru o distanță dintre grinzi mai mare decât 1,25 m, trebue să se considere planșeul ca un sistem static nedeterminat, calculându-se după metoda forțelor sau a deformațiilor. Prima metodă dă deobicei un număr mai mic de necunoscute.

§ 23. PLANȘEE CU NERVURI DESE

1. Noțiuni generale

Alături de planșeele cu grinzi principale și secundare se plasează din punct de vedere static, planșeele cu nervuri dese (cu goluri). Caracteristica acestor planșee constă în faptul că nervurile sunt așezate la distanțe

mici între ele, spațiul dintre acestea umplându-se cu blocuri cu goluri din diferite materiale ușoare sau cu cutii; în lipsa corpurilor de umplutură se prevede la partea inferioară un tavan aplicat.

In comparație cu planșeele masive, cele cu nervuri dese prezintă două avantaje principale: a) datorită faptului că elementele de umplutură sunt executate din materiale ușoare și datorită straturilor de aer izolator, aceste planșee au o conductibilitate termică și fonică redusă și b) prin executarea acestor planșee se obține un tavan neted, care este necesar adesea atât din considerente arhitectonice, cât și igienice, iar uneori și din considerente tehnice. Deaceea, planșeele cu nervuri sunt adeseori foarte indicate pentru clădiri publice și de locuit.

Deschiderile acestor planșee ating 7 m, ceeace corespunde dimensiunii maxime a unei camere de locuit de mărime obișnuită.

Ținând seamă de caracteristicele lor principale, planșeele cu nervuri dese pot fi reduse la trei tipuri.

1. Planșee cu nervuri dese, cu tavan aplicat.
2. Planșee cu nervuri dese, așezate într'o singură direcție și cu corpuri de umplutură alcătuite din blocuri cu goluri.
3. Planșee chesonate cu blocuri ușoare.

La primele două tipuri de planșee, distanța dintre nervuri (lumina) nu depășește 70 cm; grosimea plăcii comprimate nu trebue să fie mai mică decât 5 cm (la primul tip) iar la planșeul al doilea, de cel puțin 3—4 cm (fig. 146). Lățimea nervurilor se ia de 6—12 cm și în aceasta se montează deobicei (dacă distanța dintre nervuri este mai mică decât 40 cm), etrieri cu un diametru de 4—6 mm la distanțe de 25—40 cm: armătura din placa perpendiculară pe nervuri trebue să se ia de cel puțin 3 ⌀ 4—6 pe metru.

Dacă deschiderile sunt mai mari decât 5 m se recomandă ca pentru o mai bună repartizare a sarcinilor (mai ales a celor concentrate) la aceste planșee să se prevadă, la cel puțin fiecare 3 m, nervuri transversale, egale ca lățime și armare cu nervurile principale.

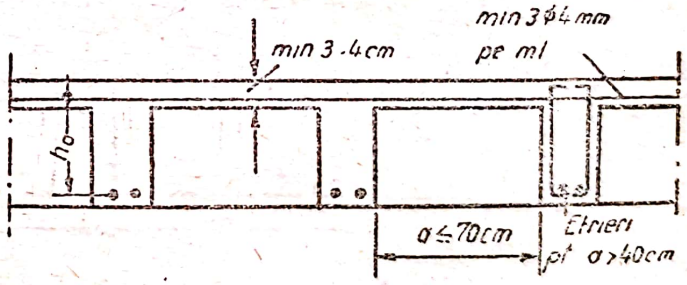


Fig. 146. Schema unui planșeu cu nervuri dese

Armătura nervurilor este formată din una, două și rareori, trei bare (în cazul unei lățimi mai mari decât 10 cm); de preferință se iau două bare, dintre care una rămâne dreaptă, iar cea de a doua se ridică.

Adâncimea de încastrare a planșeelor cu nervuri dese în zidăria de cărămidă trebue să fie de cel puțin 15 cm; totodată, corpurile de umplutură nu trebue să pătrundă în zidărie, atât pentru a evita strivirea lor prin încărcarea provenită dela perete, cât și în vederea stabilității peretului însuși.

Scanned with OKEN Scanner

2. Planşee cu nervuri dese cu tavan aplicat

La executarea acestor planşee se întrebuinţează deobicei tipare de inventar, metalice sau de lemn, demontabile şi portative, iar din nervuri se lasă mustăţi de sârmă, de care se suspendă un tip oarecare de tavan aplicat; în locul sârmei se pot prinde de nervuri, şipci de lemn. Tiparele se fac de 1—1,2 m lungime.

Tavanul aplicat poate fi construit din plăci de ipsos, tencuială pe plasă metalică etc.

In U.R.S.S. acest tip de planşee nu a găsit răspândire, mai ales din cauză că necesită un volum de muncă mare.

3. Planşee cu nervuri dese, cu corpuri de umplutură

a) *Umplutură din blocuri*

In funcţie de felul materialului, blocurile de umplutură pot fi de betoane uşoare sau de ceramică (fig. 147).

Pentru fixarea tencuelii, precum şi pentru realizarea unei legături solide între blocuri şi nervurile de beton, suprafeţele exterioare ale blocurilor se execută rugoase sau striate, iar feţelor laterale ale nervurilor li se dă uneori o înclinare, astfel încât faţa inferioară a nervurii să fie mai lată.

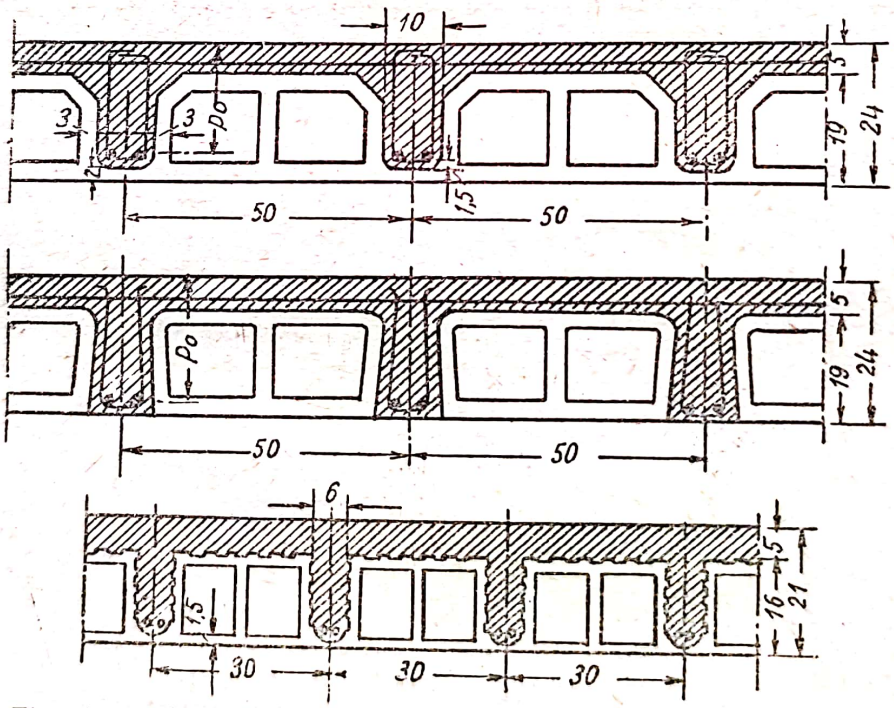


Fig. 147. Planşeu cu nervuri dese, cu blocuri de umplutură

Se preferă forma blocurilor cu aripi ieşite la talpă, deoarece în modul acesta suprafaţa inferioară a planşeului este omogenă şi se obţine mai uşor precizia în ce priveşte lăţimea şi distanţa dintre nervuri; aceasta însă în schimbul unei mici reduceri a înălţimii utile a planşeului. Aceste ieşinduri nu trebue să se execute prea subţiri, pentru a se evita ruperea lor.

Scanned with OKEN Scanner

Dimensiunile uzuale în plan ale blocurilor de beton uşor (cu umplutură de sgură, piatră ponce etc) sunt de 50 × 25, 40 × 25 cm, înălţimea variind între 13 şi 28 cm (din 3 în 3 cm). Grosimea peretelui blocurilor se face de 3—4 cm, în funcţie de rezistenţa materialelor. Colţurile exterioare ale blocurilor (dealungul liniilor de contact cu nervurile) se execută teşite sau rotunjite. Greutatea specifică aparentă a blocurilor nu depăşeşte 1300 kg/m³; rezistenţa de rupere la compresiune este de circa 25 kg/cm².

La planşeele cu blocuri ceramice, acestea din urmă se execută deasemenea din diferite forme şi mărimi.

La nervuri, grosimea minimă a stratului de acoperire este de 1,5 cm, ca şi la plăcile groase.

Planşeele cu nervuri dese, cu blocuri, pot fi executate atât simplu rezemate, cât şi continue (în cazul unor goluri principale din beton armat).

Nervurile înguste de beton aşezate între blocuri nu sunt suficiente pentru preluarea eforturilor de compresiune la reazeme; secţiunea necesară de beton se obţine prin lăţirea nervurilor pe direcţia orizontală. Această mărire a lăţimii nervurilor se face deobicei în trepte (fig. 148). Pentru aceasta, două, trei blocuri dintre cele mai apropiate de grinda principală trebue astfel executate, încât să aibă lungimi diferite, ceeace prezintă oarecare dificultăţi.

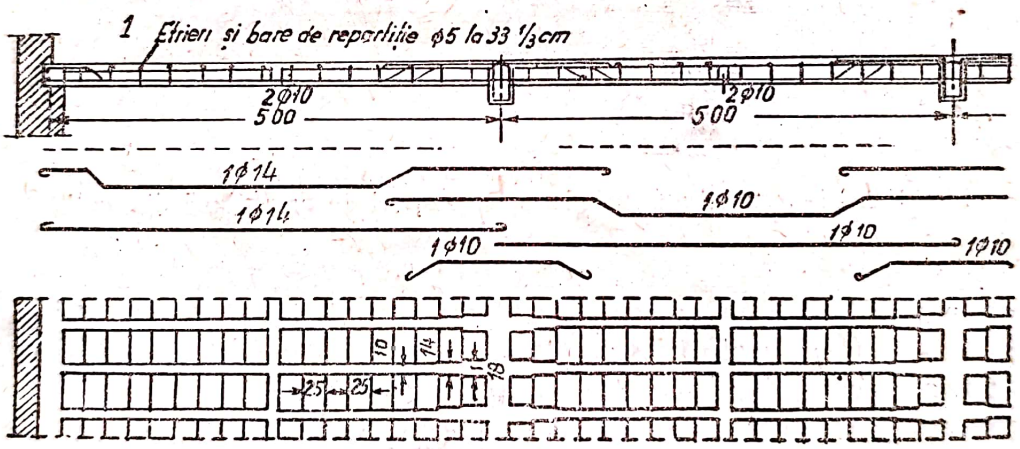


Fig. 148.

Nervurile se armează deobicei cu două bare; pentru preluarea momentului dela reazem, una dintre bare se ridică şi se petrece dincolo de reazem cu $^1/_5\,l$; dacă barele ridicate nu sunt în număr suficient se montează bare suplimentare cu lungimea până la $^1/_2\,l$.

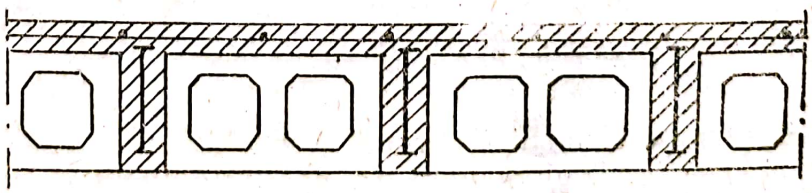


Fig. 149. Armarea planşeului cu nervuri dese cu plase, şi cu carcase sudate

Scanned with OKEN Scanner

Eforturile unitare principale de întindere depășesc foarte rar $\frac{R_t}{k_1}$ și, prin urmare, nu este necesară o armătură specială. Totuși, în majoritatea cazurilor (atunci când sunt două bare în nervură), pentru o mai bună legătură dintre nervură și placă și pentru montarea armăturii de rezistență, se prevăd etrieri cu diametrul de 4—6 mm la intervale de 25—40 cm.

In figura 149 este reprezentată armarea unui planșeu cu nervuri, cu umplutură din blocuri, armat cu carcase și plase sudate; acestea din urmă se așează la aproximativ mijlocul grosimii plăcii.

b) *Umplutură din cutii*

Umplutura dintre nervuri se execută uneori din cutii de lemn (tuburi), care servesc, în același timp, și drept pereți laterali de cofraj pentru nervuri, drept cofraj pentru placă și ca suprafață inferioară a planșeului (fig. 150).

Deobicei, pentru o mai bună fixare a cutiilor, nervurile se îngustează spre partea superioară cu câte 1 cm de fiecare parte.

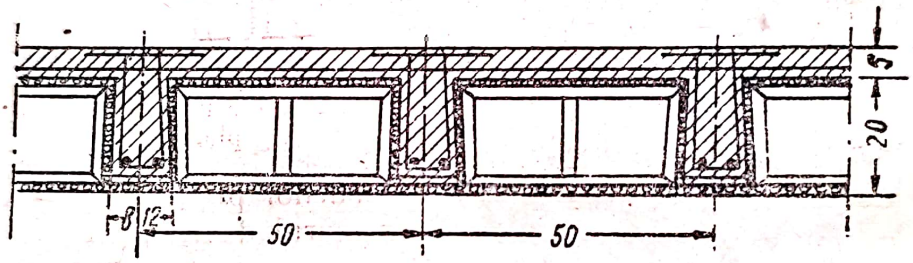


Fig. 150. Planșeu cu nervuri dese, cu corpuri de umplutură din cutii

Cutiile de circa 1—1,2 m lungime și 0,5—0,7 m lățime se execută din rame de lemn (2—2,5 cm grosime) așezate la o distanță de 25—40 cm una de alta și acoperite cu stufit, solomit sau acoperite numai cu scândurele sau placaj prins în cuie. Pentru a împiedeca pătrunderea apei și mortarului în interiorul cutiilor, acestea din urmă trebue acoperite la partea superioară și pe fețele laterale cu carton gudronat.

La aceste planșee executarea nervurilor din beton armat este mai necesară decât la planșeele cu blocuri de umplutură și acestea trebue prevăzute câte una la deschideri, care variază între 5—6 m, iar la deschideri mai mari, la cel puțin 3,0 m distanță.

Placa superioară de beton armat trebue să se execute în grosime de cel puțin 4 cm.

4. Planșee chesonate cu blocuri ușoare

La aceste planșee elementul portant îl constitue nervurile dese, așezate pe două direcții, perpendiculare între ele, spațiul dintre ele umplându-se cu blocuri de beton ușor sau de ceramică. Din punct de vedere static acest tip de planșeu face parte din planșeele chesonate.

Institutul ȚNIPS a elaborat tipul unui astfel de planșeu chesonat cu blocuri ușoare; cu aceste blocuri se umple spațiul dintre nervuri pe toată înălțimea lor (fig. 151).

Dimensiunea blocurilor în plan sunt: dela 40×40 până la 50×50 cm, iar înălțimea de 12—26 cm; pentru o mai bună fixare a blocurilor este prevăzută o teșitură puțin pronunțată (în cazul sarcinilor concentrate). Lățimea nervurilor este de 6—10 cm; armătura este formată din două bare cu diametrul de 8 mm, sau chiar mai mare. Nu se prevăd etrieri în nervuri, deoarece eforturile de forfecare care iau naștere în nervuri nu depășesc deobicei limitele admise.

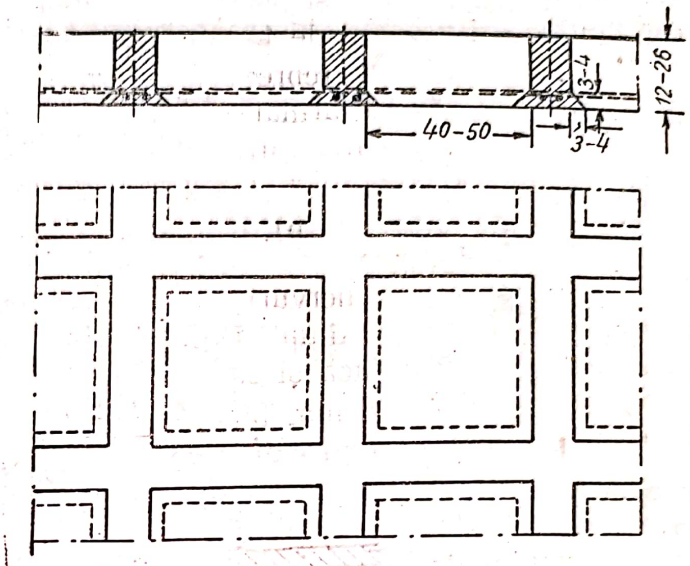


Fig. 151. Planșeu chesonat cu nervuri dese fără placă

Ca și la planșeul chesonat obișnuit, în sfertul marginal al panourilor planșeului (panouri care vin în contact cu nervurile principale) numărul de bare este de două ori mai mic decât în fâșia dela mijloc.

5. Caracteristicele calculului planșeelor cu nervuri dese

Placa superioară are o importanță deosebită la planșeul cu nervuri dese; aceasta repartizează încărcarea asupra nervurilor, însă din cauza deschiderii neînsemnate, nu se calculează decât în cazuri speciale (cazul sarcinilor concentrate); placa servește deasemenea ca talpă comprimată a nervurilor. Dimensiunile plăcii și armarea se stabilesc în conformitate cu normele în vigoare (vezi punctul 1).

Nervurile se calculează la rezistență, respectându-se cerințele constructive, cu privire la lățimea nervurii, grosimea stratului de acoperire, numărul de bare de armătură etc. Înălțimea nervurii trebue să fie de cel puțin $^1/_{20}\,l$, în cazul rezemării simple și de cel puțin $^1/_{25}\,l$, în cazul încastrării; pentru betonul ușor, respectiv $^1/_{17}\,l$ și $^1/_{20}\,l$. La calculul nervurilor, sarcina de calcul se ia astfel (§ 21, punctul 1, b):

$$g' = g + \frac{1}{4}\,p;\quad p' = \frac{3}{4}\,p.$$

Grinzile principale se calculează în mod obșinuit, ținând însă seamă de așezarea deasă a nervurilor și de blocurile de umplutură; corpul dintre grosimea plăcii și înălțimea grinzii principale, a cărei secțiune poate fi considerată o secțiune T, poate fi micșorat până la $^1/_{12}$—$^1/_{14}$.

Calculul planşeelor chesonate cu blocuri uşoare se face în mod asemănător cu calculul planşeelor chesonate obişnuite, luând distanţe dintre nervuri mai mică decâ 1 m.

La calculul secţiunilor planşeului sistem ŢNIPS, cu elemente de umplutură din blocuri uşoare, lăţimea nervurii se ia raportată la beton, adică:

$$b_i = b_n + \gamma\, b_1 \tag{184}$$

în care b_i este lăţimea redusă de calcul a nervurii pe unitatea de lăţime a plăcii;

b_n — lăţimea totală a nervurilor de beton armat pe unitatea de lăţime a plăcii;

b_1 — lăţimea blocurilor pe unitatea de lăţime a plăcii;

γ — un coeficient care ţine seamă de participarea blocurilor la preluarea eforturilor de compresiune, determinate din formula:

$$\gamma = 0{,}5\,\frac{R_{b1}}{R} \tag{185}$$

în care R_{b1} şi R sunt rezistenţa de rupere la compresiune a blocului şi a betonului.

Rezistenţa de rupere a blocurilor R_{b1} trebue să fie de cel puţin 30 kg/cm².

Pentru determinarea lăţimii ideale b_i, este necesar să se fixeze în prealabil dimensiunile blocurilor în plan, cum şi lăţimea nervurilor.

Grosimea minimă a acestor planşee este: $^1/_{30}\,l_1$ — în cazul rezemării simple şi $^1/_{35}\,l_1$ — în cazul încastrării elastice pe contur (l_1 — deschiderea minimă); în cazul betonului uşor, respectiv $^1/_{25}\,l_1$ şi $^1/_{30}\,l_1$.

6. Comparaţie tehnico-economică între planşeele cu nervuri dese şi planşeele obişnuite cu nervuri

Pentru a compara avantajele economice pe care le prezintă diferitele tipuri de planşee cu nervuri dese faţă de planşeul obişnuit cu grinzi principale şi secundare, Institutul ŢNIPS a făcut calcule comparative[1]).

In figura 152 sunt reprezentate graficele consumului de materiale pentru beton (grosimea redusă) şi oţel — la 1 m² pentru cele trei tipuri de bază de planşee cu nervuri dese: cu blocuri de beton de sgură cu goluri, cu cutii şi pentru planşeele chesonate cu blocuri ($R_{b1} = 30$ kg/cm²), având aceeaşi deschidere $l = 5$ m. Din grafice se vede că, pentru deschiderea de 5 m, toate tipurile de planşee cu nervuri dese sunt mult mai avantajoase decât planşeele cu grinzi principale şi secundare, în ce priveşte consumul de beton şi oţel, şi anume: la primul tip, economia de metal atinge 15% iar cea de beton, 11%, la cel de al doilea tip, respectiv, 25 şi 13%, iar la cel de al treilea tip, respectiv, 34 şi 25%.

S'a constatat că primele două tipuri de planşee sunt totdeauna avantajoase pentru deschideri până la 6 m, iar cele chesonate, cu blocuri, pentru deschideri până la 6,5 m.

---

[1]) V. I. Muraşev şi V. N. Gornov: Proiectarea planşeelor de beton armat şi a acoperişurilor terase, ONTI, 1936.

Scanned with OKEN Scanner

Odată cu întrebuințarea blocurilor ceramice, economia de beton și de oțel este și mai mare și, pe lângă aceasta, se elimină și consumul de ciment pentru executarea blocurilor.

Planșeele cu nervuri dese necesită, în comparație cu cele obișnuite, un consum mult mai mic de cherestea pentru cofraje și anume — de aproximativ 40—50%. In ce privește costul, acestea sunt deasemenea mai avantajoase; astfel, la executarea în orașul Tbilisi (1935) a planșeelor cu nervuri dese, prevăzute cu blocuri din beton cu piatră ponce (cu deschidere de 6 m), costul lor a fost mai redus cu 14% decât costul celor obișnuite[1]).

In afară de avantaje principale arătate și anume un tavan neted și o conductibilitate fonică și termică redusă, planșeele cu nervuri dese au și o înălțime de construcție mai mică și o suprafață de tencuire mai redusă, în comparație cu planșeele obișnuite.

Totuși, în ce privește greutatea proprie, planșeele cu nervuri dese și blocuri de umplutură sunt în toate cazurile, mai grele decât cele obișnuite cu nervuri (până la 20%). Doar planșeele cu cutii în cazul deschiderilor indicate, sunt deobicei mai ușoare decât cele obișnuite.

Date fiind avantajele importante ale planșeelor cu nervuri dese, ele trebue să fie folosite cu precădere la o serie întreagă de construcții (școli, spitale, clădiri de birou, cluburi etc.).

Aceleași calități le au numai planșeele prefabricate și cele mixte (prefabricate și monolite), care sunt studiate separat (vezi capitolul XIV).

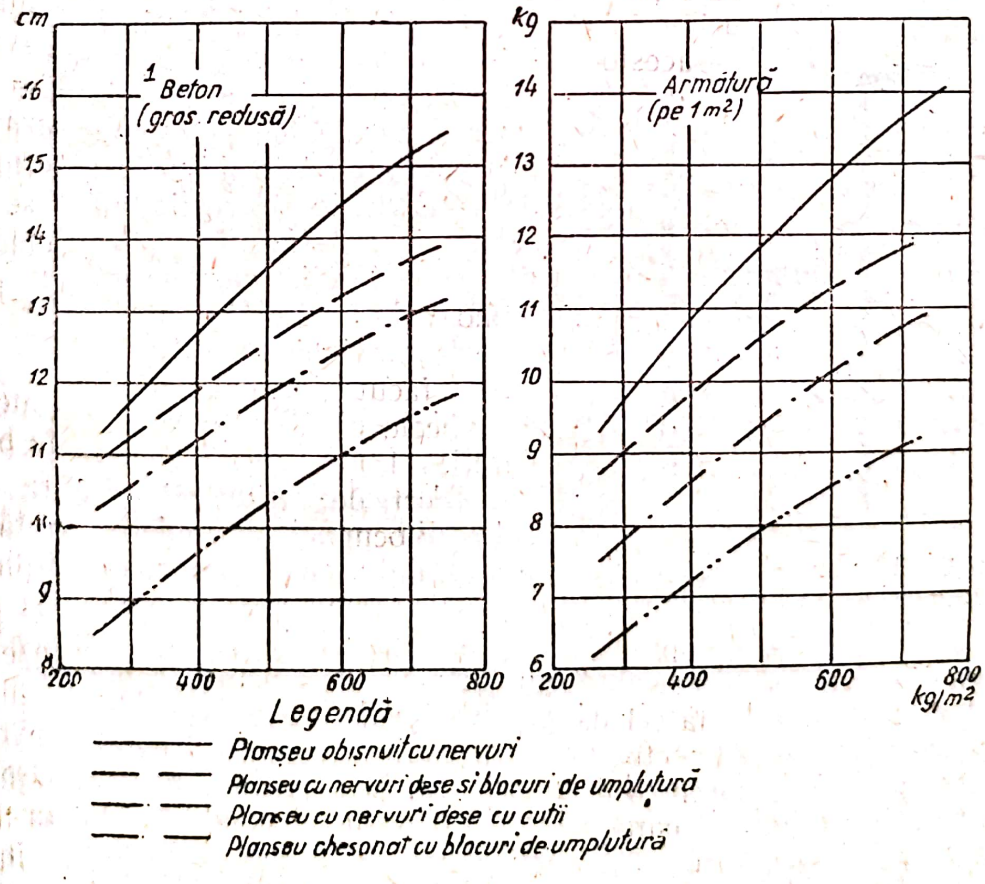


Fig. 152. Graficul consumului de materiale ($l = 5$ m)

[1]) A. A. Samoilov: Tipuri noi de planșee. Tbilisi, 1937.

§ 24. PLANȘEE FĂRĂ GRINZI. („PLANȘEE CIUPERCI")

1. Caracteristicele planșeelor fără grinzi

Planșeele ciuperci au fost introduse în Rusia în 1908 independent de sistemele americane, de către A. F. Loleit, care le-a denumit „planșee fără grinzi".

Deosebirea principală dintre acestea și tipurile de planșee studiate mai sus constă în faptul că placa de beton armat se leagă monolitic, fără a se utiliza niciun fel de grinzi, direct cu stâlpii, a căror parte superioară (capitel) este lărgită în acest scop în toate sensurile. Această lărgire a stâlpilor sub formă de ciupercă a făcut ca aceste planșee să fie denumite în celelalte țări „planșee ciuperci".

Apariția lor a fost determinată probabil din dorința de a folosi cât mai bine volumul clădirii, ceeace se realizează atunci când se obține un tavan drept, fără nervuri. Afară de aceasta, în cazul planșeelor cu nervuri aparente, acestea din urmă nu sunt totdeauna avantajoase, din cauză că reduc înălțimea încăperii, umbresc spațiile dintre nervuri, prezintă dificultăți la ventilarea spațiilor dintre nervuri și creiază suprafețe mari, care necesită finisări; atunci când se execută însă tavane aplicate din beton armat, acestea nu iau deobicei parte la preluarea eforturilor și în același timp îngreuiază și scumpesc planșeul.

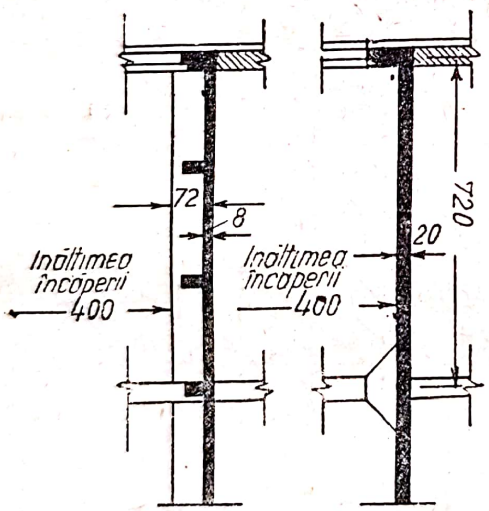


Fig. 153. Înălțimea constructivă a unui planșeu ciupercă în comparație cu aceea a unui planșeu cu nervuri

La planșeele ciuperci, pe lângă faptul că se îmbunătățește sistemul de iluminare, de ventilație, se înlesnește menținerea curățeniei și montarea diferitelor instalații; datorită reducerii înălțimii de construcție se realizează avantaje economice. Astfel, la o înălțime stabilită a încăperii, care se măsoară dela pardoseală până la fața inferioară a grinzilor principale (fig. 153) se poate obține o înălțime mai mică a clădirii și un volum mai mic de zidărie pentru pereți.

Planșeele ciuperci pot fi prelucrate din punct de vedere arhitectonic atât simplu, cât și cu ornamente bogate.

Din punct de vedere static, planșeele ciuperci drepte se prezintă ca o placă continuă, care se reazemă numai pe stâlpi; pentru a mări suprafața de contact necesară transmiterii presiunii dela reazeme, precum și pentru a micșoare eforturile mari de forfecare care se nasc în dreptul reazemelor, se lărgesc stâlpii, la partea lor superioară, așa cum s'a menționat mai sus sub formă de capiteluri. Aceste lărgiri creează și condiții mai favorabile pentru repartiția momentelor încovoietoare, în raport cu care se așează și armătura. In același scop se execută peste capitelurile stâlpilor așa numita placă de deasupra capitelurilor, adică placa planșeului se îngroasă în dreptul reazemelor.

Planșeul ciupercă poate fi considerat împărțit pe fiecare direcție în așa numitele fâșii de reazem, care se întind dealungul stâlpilor și în fâșiile așezate între acestea, numite fâșii de câmp sau centrale, așezate pe reazeme elastice (fig. 154).

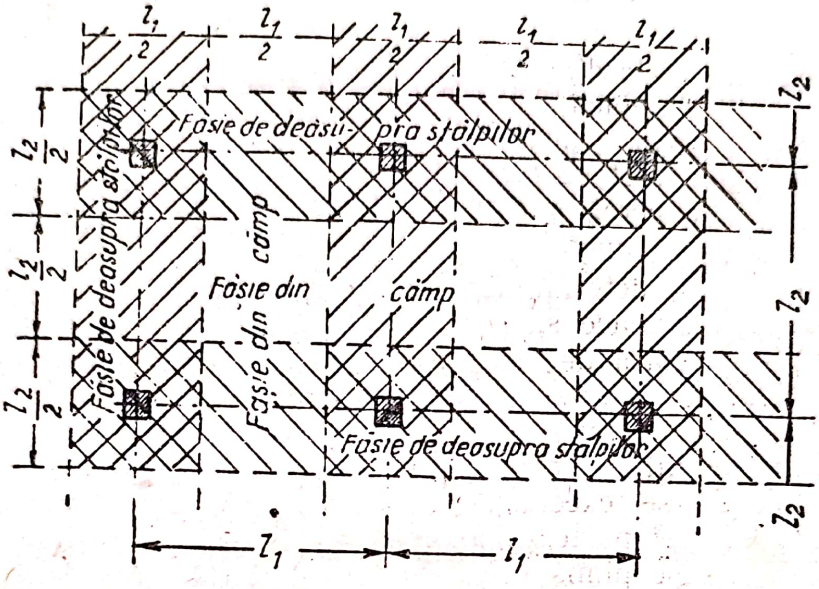


Fig. 154. Impărțirea planșeului ciupercă în fâșii de reazem și în fâșii de câmp

In funcție de distribuția stâlpilor, planșeele pot avea panouri pătrate, dreptunghiulare egale sau dreptunghiulare neegale. Cele mai economice sunt panourile pătrate. Mărimea deschiderilor depășește rareori 6 m.

Pe conturul exterior, planșeele ciuperci se pot rezema pe ziduri (fig. 155, *a*) sau pe grinzi marginale (centura de deasupra capitelurilor), care se reazemă pe stâlpii din rândul marginal (fig. 155, *b*) sau în sfârșit, acestea pot să fie executate cu console trecând dincolo de stâlpii marginali. Dacă se adoptă una din cele două metode din urmă se obține o încastrare bună a deschiderilor marginale, care permite să se realizeze o economie de beton și armătură.

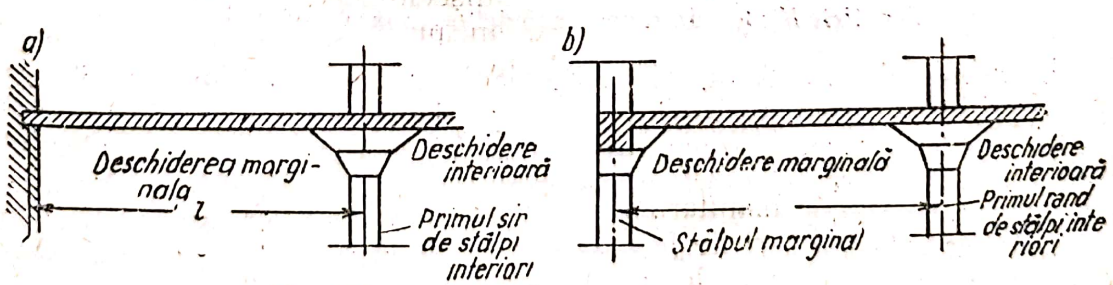


Fig. 155. Rezemarea planșeului ciupercă:
a — pe zid; b — pe o grindă marginală

In ce privește costul planșeului fără grinzi dacă suprafața inferioară a planșeului este netedă, costul și volumul de muncă necesar pentru confecționarea cofrajelor (standarizate) sunt mai reduse decât la planșeul

obișnuit cu grinzi; în schimb, însă, planșeele ciuperci necesită mai mult beton. Pentru o încărcare utilă de 500 kg/m² și mai mare și la deschideri până la 6 m, acestea sunt mai eftine decât planșeele cu grinzi.

Planșeele ciuperci se întrebuințează mai ales pentru frigorifere, la diferite tipuri de clădiri industriale, ateliere, depozite, rezervoare subterane etc.

2. Soluții constructive de planșee ciuperci

Există mai multe tipuri de planșee ciuperci, care diferă mai ales prin felul de așezare a armăturii. Este cunoscut sistemul de montare a armăturii pe patru direcții, pe două direcții și sistemul de armare „inelar", precum și sistemul planșeelor ciuperci ușoare.

Sistemul de armare pe patru direcții (paralel cu axele stâlpilor și cu diagonalele), precum și cel inelar cu armătura sub formă de inele concentrice (la mijlocul panoului, pe reazeme, și între reazeme) se întrebuințează atât de rar în prezent, încât nu vor fi studiate aici.

După cum au confirmat experiențele făcute asupra plăcilor armate cu bare încrucișate, așezate paralel cu laturile sau după diagonale, pentru a prelua eforturile de întindere care se nasc în placă, este suficientă armarea ei numai pe două direcții perpendiculare. Deaceea, în U.R.S.S., la armarea planșeelor ciuperci se întrebuințează exclusiv sistemul de armare în două direcții. S'a constatat că acest sistem este mai economic decât sistemul de armare în patru direcții, în ce privește consumul de oțel.

In figura 156 este arătat modul de rupere a plăcilor rezemate în puncte izolate, la colțuri, în cazul creșterii treptate a încărcării.

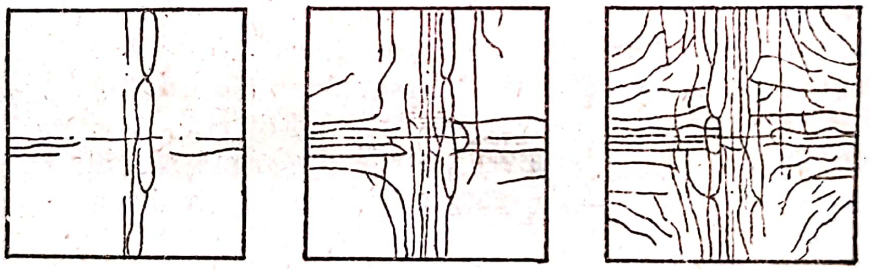


Fig. 156. Modul de rupere a plăcilor, rezemate la colțuri

La aceste plăci, spre deosebire de plăcile rezemate pe contur (fig. 133), primele fisuri apar la partea inferioară a plăcii, în mijlocul ei, paralel cu laturile; fisurile perpendiculare pe diagonale, în apropierea colțurilor, apar mai târziu. Numărul și mărimea fisurilor de ambele feluri se măresc treptat, concomitent cu creșterea încărcării. Apoi se desvoltă fisurile înclinate pe fețele laterale ale plăcii, se deschid fisurile care sunt paralele cu rândul inferior al armăturii și betonul cedează în zona comprimată.

Fisurile care condiționează ruperea sunt așezate la mijlocul plăcii; la plăcile pătrate, paralel cu direcția rândului de armătură inferioară; la cele dreptunghiulare, paralel cu latura scurtă.

Placa dreptunghiulară rezistă la fel ca o placă de aceleași dimensiuni, rezemată numai pe laturile scurte.

Scanned with OKEN Scanner

Pentru sistemul de armare pe două direcții, există mai multe metode de armare, și anume: metoda profesorului A. F. Loleit, metoda ȚNIPS, metoda Trustului Miasohladstroi, precum și metoda de armare cu plase sudate.

In figura 157 este arătată armarea folosită în U.R.S.S. la construcția frigoriferelor (metoda Trustului Miasohladstroi).

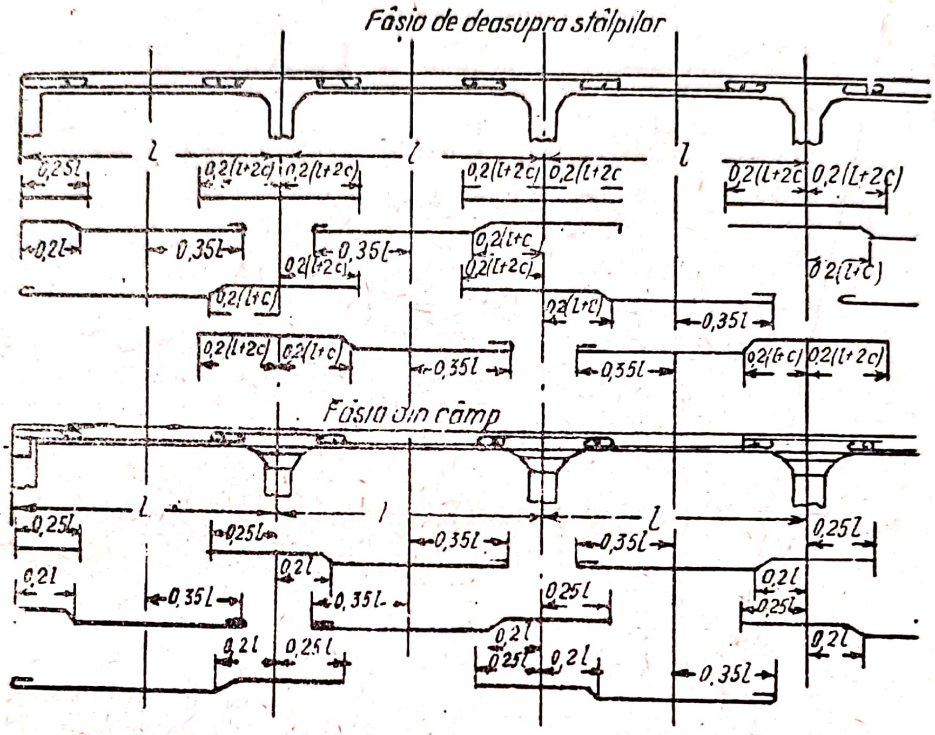


Fig. 157. Armarea planșeului ciupercă cu bare separate

Armătura se așează în placă în diferite fâșii ale planșeului, în funcție de repartiția momentelor de încovoiere, adică la fel ca la grinzile și plăcile obișnuite continue. In acest caz, armătura paralelă cu deschiderea mai mare (a momentelor mai mari) se așează sub armătura paralelă cu deschiderea mai mică.

La fâșiile de câmp și la acelea de deasupra stâlpilor, jumătate din barele așezate jos se ridică în dreptul reazemelor. Deoarece aceste bare nu sunt însă suficiente pentru reazeme, în vederea obținerii secțiunii necesare a armăturii, se adaugă bare scurte. Pentru ușurința de montare, aceste bare se execută drepte, cu ciocuri la capete; atunci, diametrii lor trebue să fie de cel puțin 12 mm. Pentru a simplifica lucrările de armătură, barele din fiecare fâșie (acelea din câmp și de deasupra stâlpilor) se execută cu același profil: drepte la un capăt și ridicate la celălalt. Toate barele se termină cu ciocuri.

In cazul racordării rigide cu grinda marginală, barele ridicate în placă se execută la fel ca și în panourile interioare.

La această metodă de armare, ca și la metoda ȚNIPS, lipsesc complet barele continue inferioare, care sunt utile pentru a prelua eforturile ce se nasc din cauza variației de temperatură (în cazul incendiilor) și din cauza

unor eventuale tasări a reazemelor. Se recomandă ca, în fâșia din dreptul stâlpilor, 1/2 sau 1/3 din barele inferioare ale armăturii din câmp să fie aduse până la reazem.

După metoda inițială de armare (A. F. Loleit), barele armăturii inferioare și superioare erau așezate independent. Acest principiu își găsește

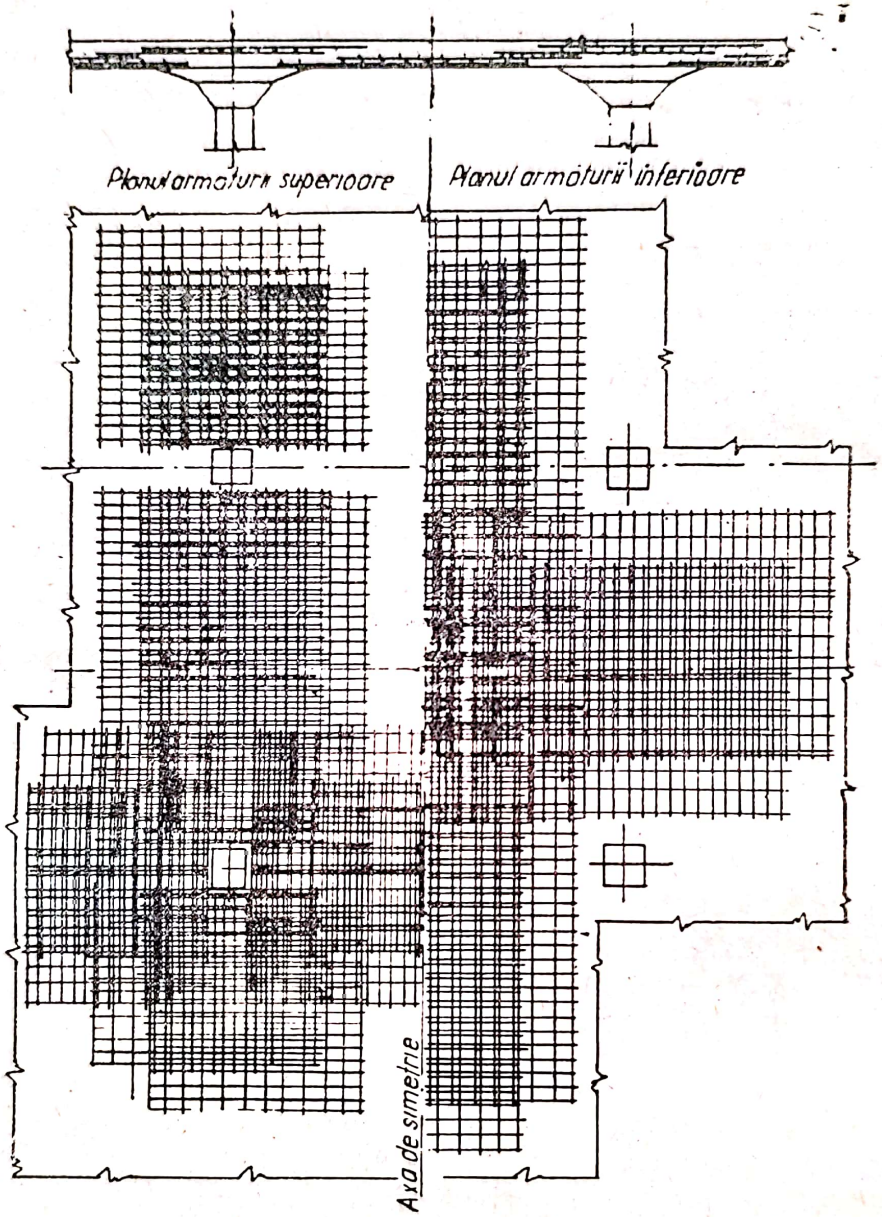


Fig. 158. Armarea separată a planșeului ciupercă cu plase în suluri, sudate

o întrebuințare rațională în cazul armării separate a planșeelor ciuperci cu plase sudate, în suluri (fig. 158) sau plane; înnădirea acestora trebue să se facă în ambele sensuri prin înădiri de lucru (fig. 48). La planșeele dintre etaje, plasele din dreptul reazemelor se întrerup în locurile unde se găsesc stâlpii, făcând excepție numai ultimul planșeu, la care aceste plase nu se întrerup. Trebue să se mai menționeze un tip de planșeu ciupercă care nu este solicitat la fel în diferitele părți ale planșeului și care a fost

adoptat din necesitatea de a folosi cât mai bine betonul. Acest tip de planşeu prezintă şi avantajul de a fi mai economic.

Micşorând grosimea planşeului în locurile mai puţin solicitate (atunci când betonul are o secţiune plină), se poate adopta un planşeu la care partea din mijlocul panoului să fie mai subţire (fig. 159, *a*): această metodă de a realiza planşee mai uşoare este legată de o oarecare complicare a cofrajelor.

Un astfel de planşeu ciupercă (fig. 159, *b*) a fost realizat la reconstrucţia Uzinei de automobile Stalin (ZIS), pentru o încărcare de 3000 kg/m². In comparaţie cu un planşeu obişnuit ciupercă s'a realizat o economie de beton de 15,5% şi de armătură de 5%.

Se poate însă ca menţinând aceeaşi grosime a plăcii, să se realizeze o înlocuire a betonului cu materiale care au o greutate şi un cost mai redus sub formă de diferite feluri de blocuri, aşezând în nervurile dintre acestea armătura necesară.

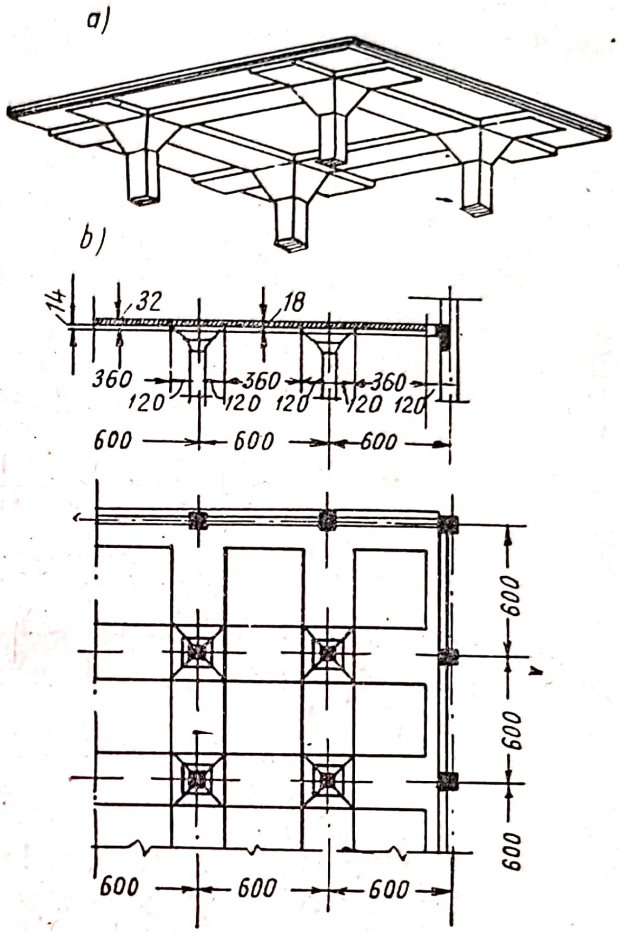


Fig. 159. Planşeu ciupercă de construcţie mai uşoară:

In ce priveşte capitelurile şi plăcile de deasupra capitelurilor, formele şi dimensiunile lor sunt stabilite de diferite norme, care diferă în mică măsură unele de altele.

Incercările planşeelor ciuperci, efectuate la Institutul ŢNIPS, au confirmat că armătura capitelurilor şi a plăcilor de deasupra capitelurilor nu

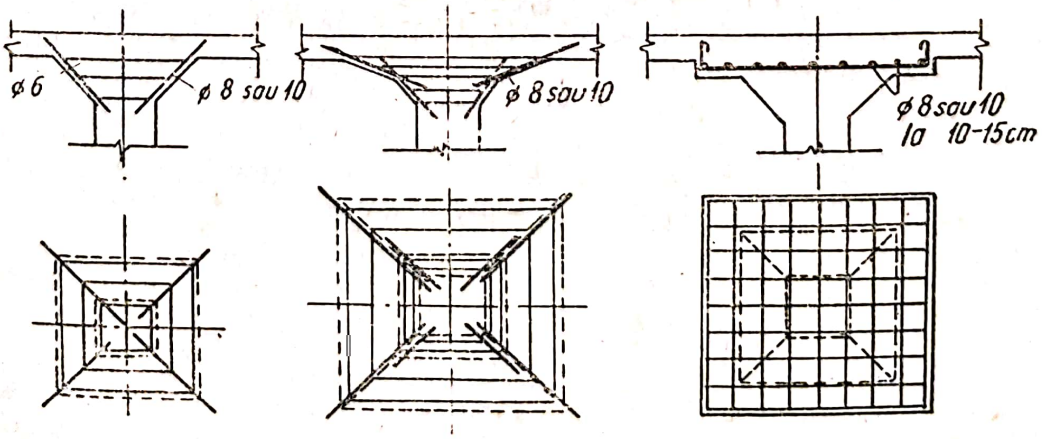


Fig. 160. Armarea capitelurilor şi a plăcii de deasupra capitelurilor

este necesară după calcul; deobicei, în acestea nu apar eforturi de întindere, iar eforturile unitare de comprimare sunt totdeauna mai mici decât cele admisibile; totuşi, pentru a realiza o legătură cât mai solidă şi mai sigură între stâlpi şi placă şi, prin urmare, o îmbinare cât mai rigidă a acestora, capitelurile se armează (fig. 160).

Deobicei, capitelurile se armează cu bare drepte, cu diametrul de 8—10 mm, aşezate la colţuri şi la mijlocul laturilor şi legate pe înălţime cu trei sau patru etrieri orizontali, cu diametrul de 6 mm. Semicapitelurile se armează în acelaşi fel.

Plăcile de deasupra capitelurilor se armează deasemenea constructiv cu plase din bare, cu diametrul de 8—10 mm, la 10—15 cm, având capetele îndoite în sus.

O astfel de armare este utilă pentru asigurarea împotriva eforturilor unitare din contracţie şi din cauza variaţiilor de temperatură (mai ales în caz de incendiu).

3. Calculul planşeelor ciuperci

a) *Noţiuni generale*

Metodele de calcul ale planşeelor ciuperci se pot împărţi în trei grupe: metode de calcul exacte, metode aproximative şi calculul folosind formule gata.

1. In desvoltarea *metodelor de calcul exacte* ale planşeelor ciuperci cu plăci care se reazemă pe capitelurile stâlpilor, au cea mai mare însemnătate cercetările academicienilor B. G. Galerchin, Marcus şi Leve, care au contribuit într'o măsură hotărâtoare la clarificarea modului de comportare al planşeelor ciuperci în timpul exploatării construcţiei.

In cele ce urmează se vor arăta particularităţile caracteristice ale aşa numitelor metode de calcul exacte ale planşeelor ciupercii.

G. Marcus a pus la baza metodei de calcul a plăcilor rezemate în diferite puncte, teoria reţelelor elastice, pe care a aplicat-o la calculul plăcilor rezemate pe contur. El consideră placa un sistem de fire care se intersectează, formând o reţea elastică şi care trebue să se găsească în fiecare punct în echilibru, sub acţiunea forţelor exterioare. In nodurile plasei, momentele se determină prin calculul săgeţilor. Metoda „reţelelor elastice" este în realitate metoda calculului plăcilor cu ajutorul diferenţelor finite.

D. Leve[1]), considerând placa ca o placă subţire, încărcată cu o sarcină continuă, uniform repartizată, iar dedesubt solicitată de reacţiuni uniform repartizate pe suprafaţa capitelurilor, a descompus funcţia sarcinilor şi a eforturilor interioare în serii trigonometrice duble.

Pentru calculele practice, Leve a întocmit o serie de tabele, pentru diferite încărcări — pe toată placa, din două în două deschideri şi în şah — şi pentru diferite raporturi dintre dimensiunile capitelurilor şi ale deschiderilor. Folosind aceste tabele, se pot găsi în diferitele puncte ale plăcii momentele încovoietoare de calcul. Cele mai complete tabele au fost întoc-

[1]) D. Leve: Planşee ciuperci, Editura de Stat tehnico-ştiinţifică, 1931.

mite pentru planşee cu panouri pătrate, având lăţimea capitelului de 1/3 din deschidere şi numai pentru cazul sarcinilor uniform distribuite.[1])

Academicianul B. G. Galerchin, folosind aceleaşi premize ca şi Leve, a dat o soluţie a plăcii în serii biarmonice, care converg mult mai repede decât seriile trigonometrice duble ale lui Leve. El a întocmit deasemenea o serie de tabele pentru calculul planşeelor ciuperci, încărcate cu o sarcină uniform distribuită.

Aplicarea în practică a metodelor exacte de calcul nu prezintă dificultăţi în cazurile obişnuite de plăci cu deschideri egale, pentru care există tabele gata calculate, cu ajutorul cărora pot fi uşor determinate momentele încovoietoare şi pot fi dimensionate secţiunile necesare.

Totuşi, cu toată rigurozitatea lor matematică, aceste metode nu dau soluţii absolut exacte, din cauza unei serii de premise simplificatoare care se îndepărtează dela situaţia reală. Astfel, trebue să se ţină seama de următoarele considerente: a) placa fără grinzi nu este simplu rezemată, ci este încastrată în capitelul stâlpului; b) reacţiunile reazemelor se repartizează neuniform pe suprafaţă şi c) există în mod incontestabil, influenţa bolţirii. Pe lângă aceasta mai trebue adăugat faptul că nu se ia în considerare redistribuirea momentelor, rezultată în urma defo

2. *Metodele de calcul aproximative*

Metodele de calcul exacte (chiar cu ajutorul tabelelor) nu au fost adoptate şi practica a reclamat o metodă de calcul aproximativă mult mai simplă, însă destul de sigură, aplicabilă în diferite cazuri. O astfel de metodă este metoda cadrelor înlocuitoare, bazată pe împărţirea planşeului ciupercă în două sisteme de cadre perpendiculare.

Deşi această metodă este aproximativă, ea dă rezultate atât de apropiate de cele obţinute cu ajutorul metodelor exacte, încât poate fi utilizată în aceleaşi cazuri ca şi metodele exacte. Această metodă este recomandată de instrucţiunile date de Institutul ŢNIPS[2]) pentru calculul planşeelor ciuperci de deschideri neegale.

Trebue notat că înainte de apariţia instrucţiunilor Institutului ŢNIPS, în URSS era răspândită metoda de calcul aproximativă a lui A. F. Loleit, după care au fost calculate şi executate multe planşee ciuperci[3]). Această metodă de calcul a dat rezultate apropiate de cele obţinute cu metoda recomandată de instrucţiunile Institutului ŢNIPS şi rezultate mult mai avantajoase, în ce priveşte consumul de beton şi de oţel, decât metoda „exactă" a lui Leve.

3. *Calculul după formulele gata,* date în instrucţiunile Institutului ŢNIPS şi de diferite norme străine. Această metodă este aplicabilă numai la planşeele cu panouri aproximativ egale, adică în cazul când distanţele dintre stâlpii fiecărui rând sunt egale sau diferă una de alta cu cel mult 20%.

---

[1]) Asemenea tabele pentru planşee cu panouri pătrate se găsesc în cartea M. I. Staerman şi A. M. Ivianschi: Planşee ciuperci, Pişcepromizdat, (N. R. Editura de Stat pentru Industria Alimentară), 1937.

[2]) Instrucţiuni de calcul şi proiectarea planşeelor, fără nervuri, Gosstroizdat, 1933.

[3]) C. V. Sahnovschi: Construcţii de beton armat, ONTI, 1935, pag. 288—289.

b) *Calculul după instrucțiunile institutului ȚNIPS*

La întocmirea instrucțiunilor Institutului ȚNIPS s'a ținut seamă atât de teoria planșeelor ciuperci, cât și de diferite norme. Afară de aceasta, s'a ținut seamă de experiența de exploatare a planșeelor ciuperci și de rezultate încercărilor (până la rupere) asupra planșeelor ciuperci, efectuate de Institutul de Construcții (în prezent Institutul ȚNIPS) în 1931—1932.

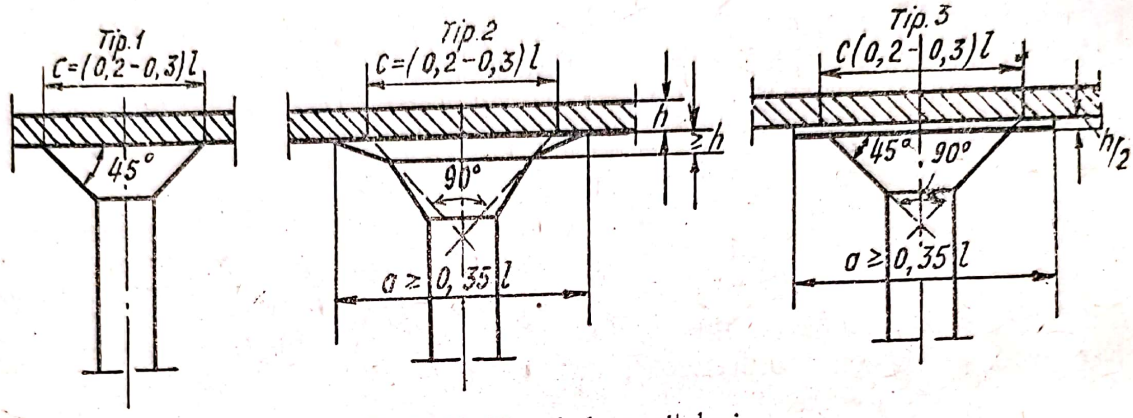


Fig. 161. Tipuri de capiteluri

Metoda de calcul a fost simplificată la maximum prin introducerea unor coeficienți empirici verificați experimental, care reduc consumul de armătură.

Instrucțiunile dau indicații cu privire la calculul și proiectarea planșeelor cu panouri egale și neegale, dreptunghiulare și pătrate.

1. *Calculul planșeelor ciuperci cu deschideri egale.* In Instrucțiuni se recomandă trei tipuri de capiteluri (fig. 161), și anume tipul 1 — pentru încărcări ușoare și tipul 2 — pentru încărcări grele; tipul 3 se admite în locul tipului 2. Alte tipuri de capiteluri se admit numai cu condiția ca utilizarea lor să fie bine motivată.

Ca lățime de calcul a capitelului c, se consideră diametrul bazei conului măsurat la nivelul feței inferioare a plăcii care are la vârf un unghi drept și care este tangent în interior la suprafața capitelului.

Lățimea de calcul a capitelului nu trebue să fie mai mică decât 0,2 l. Dacă gabaritul încăperii o permite, în vederea realizării unei economii de materiale, se recomandă să se execute capitelul de tip 2 sau să se mărească c la 0,3 l.

Pentru a evita străpungerea plăcii, dimensiunile și forma capitelurilor trebue să fie astfel alese, încât curba limită din graficul I (fig. 162) aplicată pe linia capitelului și care corespunde parametrului A, pentru o încăr care, marcă a betonului și formă a capitelului date în plan, să se încadreze în intregime în interiorul său.

Curbele graficului I reprezintă, după cum se arată în colțul de jos al graficului, conturul minim posibil al capitelului pentru diferite încărcări și mărci de beton, raportate la axele coordonatelor. In cazul conturului circu-

lar (în plan) al capitelului, curbele graficului I trebue să fie aplicate pe rețeaua cordonatelor la o scară redusă de 0,886 ori.

Calculul plăcii planșeului ciupercă se face luând deobicei în considerare numai încărcările uniforme, permanente și mobile, fără să se țină seamă de așezarea în șah sau în fâșii a încărcărilor mobile.

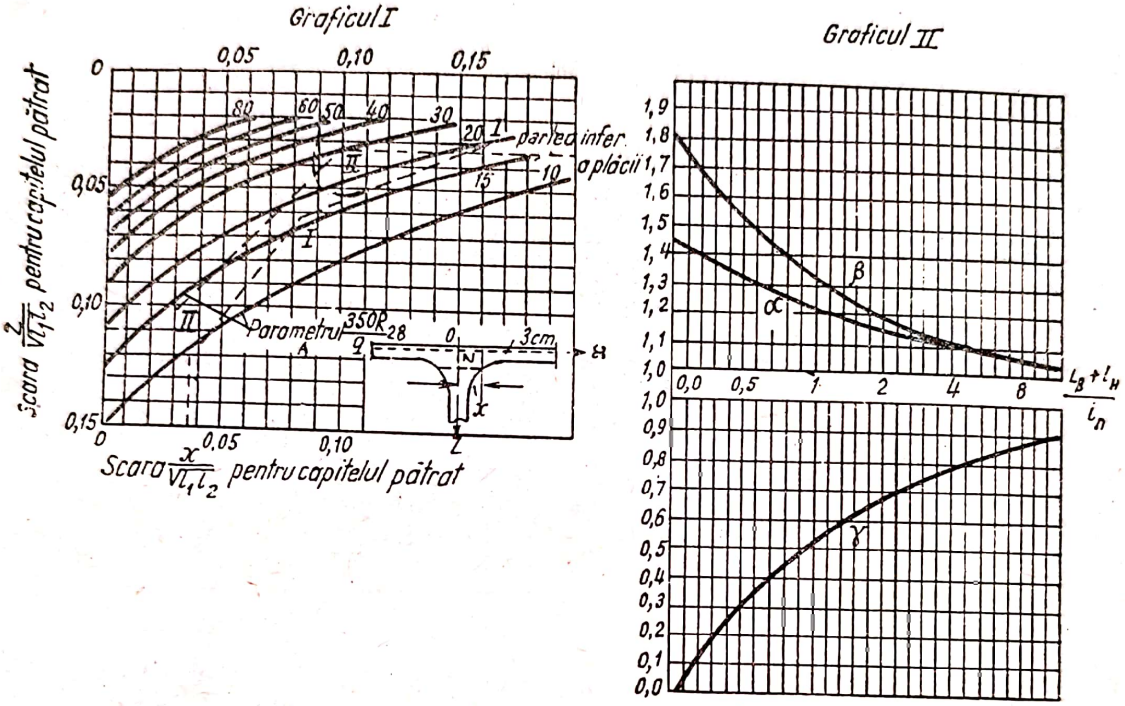


Fig. 162. Grafice pentru calculul planșeelor ciuperci

La calculul plăcilor cu panouri egale, pătrate, sau dreptunghiulare, pentru panourile interioare se determină suma valorilor absolute ale celor patru momente de calcul ale deschiderii, după formula:

$$M_0 = 0{,}125\ Pl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2 \qquad (186)$$

Această formulă se bazează pe regula cunoscută, și anume că la o grindă (placă) cu mai multe deschideri, încărcată uniform, semisuma valorilor absolute ale momentelor dela reazeme ale unei deschideri, adunată cu momentul din câmp dă momentul grinzii simplu rezemate pentru aceeași deschidere și aceeași încărcare.

In cazul de față, ținându-se seamă de reazemele late, formate de capiteluri, și în ipoteza că reacțiunea se repartizează după un triunghi (fig. 163), s'a considerat ca deschidere de calcul $l_r = l - \frac{2}{3} \cdot c$. Lățimea de calcul a capitelului c se determină admițând că reacțiunea reazemului se repartizează în beton sub un unghi de 45°.

Ținând seamă de aceste considerente, momentul încovoietor pentru o grindă simplu rezemată având o deschidere de calcul $l_r = l_1 - \frac{2}{3} \cdot c$, pentru o încărcare $(g + p) \cdot l_2$ pe m liniar, va fi:

$$M_{01} = 0{,}125 \ (g + p) \ l_2 \ l_1^2 \left(\frac{l_1 - \frac{2c}{3}}{l_1} \right)^2$$

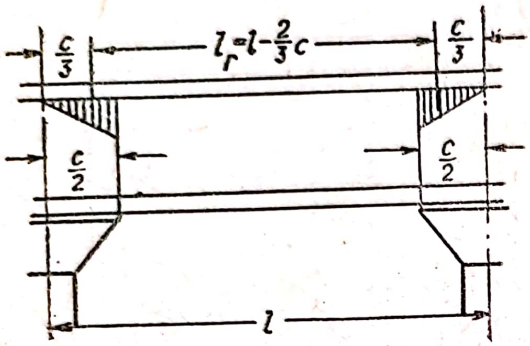


Fig. 163. Determinarea deschiderii de calcul

sau

$$M_{01} = 0{,}125 \ Pl_1 \left(1 - \frac{2c}{3l_1} \right)^2$$

în care P este încărcarea totală (permanentă și mobilă) pe un panou al planșeului.

Momentul total M_0 în panourile interioare se repartizează la fâșia de deasupra stâlpilor și la două jumătăți de fâșii din câmp (fig. 164), astfel cum reiese din tabela 23.

Tabela 23

Momentele	Fâșiile	
	de deasupra stâlpilor	două jumătăți de fâșii din câmp
Negative	$M_1 = 0{,}50 \, M_0$	$M_3 = 0{,}15 \, M_0$
Pozitive	$M_2 = 0{,}20 \, M_0$	$M_4 = 0{,}15 \, M_0$

Celelalte momente se găsesc plecând dela valoarea acestor patru momente, înmulțindu-se cu anumiți coeficienți.

La deschiderile marginale, momentele de calcul ale plăcii se obțin din momentele corespunzătoare ale deschiderilor intermediare, înmulțindu-se cu coeficienții dați în tabela 24.

Tabela 24

Momentele	Fâșiile	
	de deasupra stâlpilor	două jumătăți de fâșii din câmp
Negative din primul reazem intermediar	$M_5 = \alpha \, M_1$	$M_7 = \alpha \, M_3$
Pozitive în panoul de lângă perete	$M_6 = \beta \, M_2$	$M_8 = \beta \, M_4$
Negative din reazemul marginal	$M_1^{mr} = \gamma \, M_1$	$M_3^{mr} = \gamma \, M_3$

Coeficienţii α β, şi γ se găsesc din graficul II (fig. 162), în funcţie de raportul dintre suma rigidităţilor liniare ale stâlpilor marginali, superior şi inferior şi rigiditatea liniară a plăcii, adică din relaţia:

$$\frac{i_s + i_i}{i_p} = \left(\frac{I_s}{H_s} + \frac{I_i}{H_i} \right) : \frac{I_p}{l_1}$$

In formulă, momentul de inerţie al plăcii se ia egal cu:

$$I_p = \frac{l_2 \, h^3}{12},$$

în care l_2 este lăţimea panoului;

h — grosimea plăcii.

Momentul de inerţie al stâlpului este considerat constant pe toată lungimea lui şi egal cu momentul de inerţie al secţiunii de beton a stâlpului.

La panourile marginale (de lângă pereţi), momentele de ca'cul M_1', M_2', M_3', M_4' în direcţia marginii planşeului, raportate la 1 m de lăţime, se determină din momentele respective de calcul ale panourilor interioare prin înmulţirea lor cu coeficienţii daţi în tabela 25.

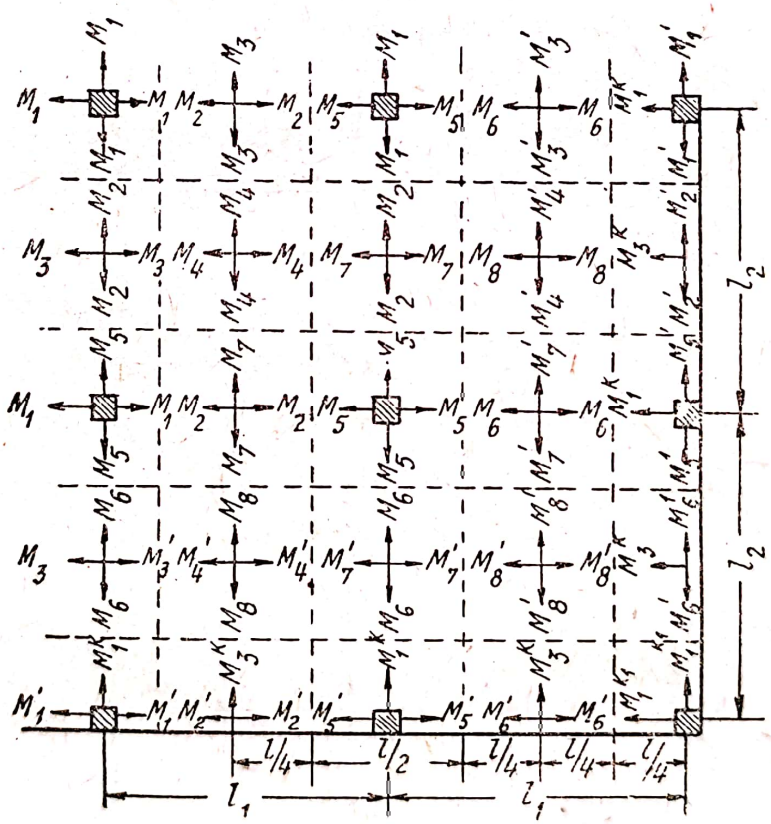


Fig. 164. Schema momentelor de calcul

Tabela 25

Momente	Fâşii	
	Semi-fâşia de deasupra stâlpilor	Semi-fâşia din câmp
Negative	$M'_1 = 0{,}50\ M_1$	$M'_3 = 0{,}80\ M_3$
Pozitive	$M'_2 = 0{,}50\ M_2$	$M'_4 = 0{,}80\ M_4$

Determinarea grosimii plăcii se face în funcţie de mărcile adoptate pentru beton şi pentru armătură.

La capitelurile de tipul 1, grosimea plăcii se determină după momentul maxim negativ de calcul al fâşiei de peste stâlpi; în cazul capitelurilor de tipul 2 sau 3, după momentul maxim pozitiv al aceleiaşi fâşii.

Pentru asigurarea rigidităţii necesare, grosimea plăcii trebue să fie de cel puţin $^1/_{32}\, l_2$ (din deschiderea mai mare) pentru planşee cu capiteluri de tipul 1 şi de cel puţin $^1/_{35}\, l_2$ pentru planşee de tipul 2 sau 3; respectiv de $^1/_{27}\, l_2$ şi $^1/_{30}\, l_2$.

Calculul secţiunii armăturii se face pentru secţiunile dela reazem şi pentru mijlocul deschiderii fâşiilor de deasupra stâlpilor şi a celor din câmp.

Secţiunea armăturii se determină cu formula:

$$F_a = \frac{0{,}7 \cdot kM}{7/8 h_0\ \sigma_c} = \frac{0{,}8 \cdot kM}{h_0 \cdot \sigma_c} \qquad (187)$$

în care 0,7 este un coeficient empiric, care ţine seamă de influenţa zonei întinse a betonului, de boltire etc.

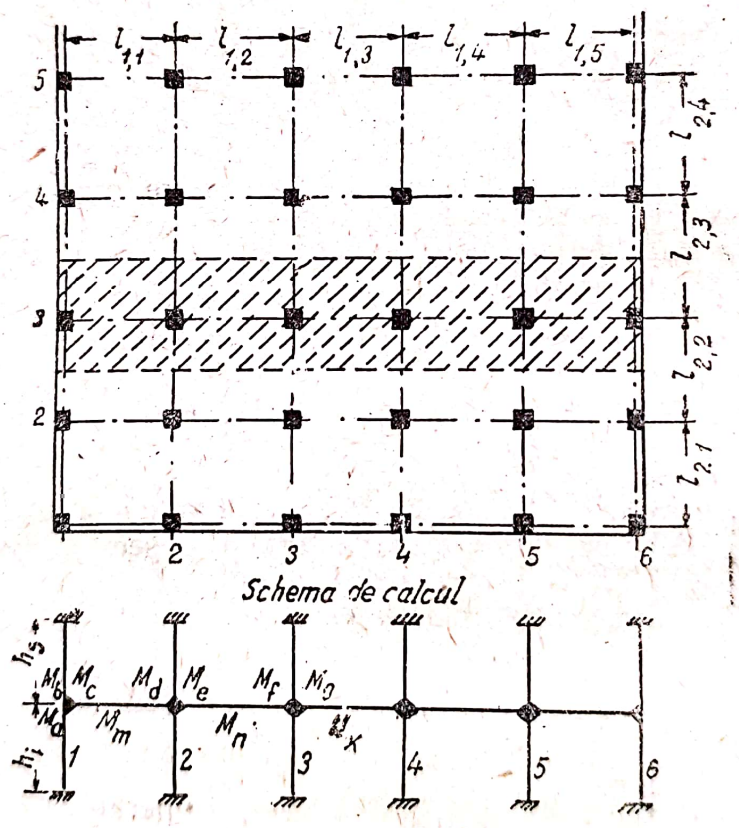


Fig. 165. Schema cadrului înlocuitor

Înălţimea utilă a secţiunii plăcii în câmp, pentru rândul de jos al armăturii, se ia egală cu:

$$h_{01} = h - \frac{d}{2} - 1{,}5 \text{ cm},$$

iar pentru rândul de sus al armăturii:

$$h_{02} = h - 1{,}5\, d - 1{,}5 \text{ cm}.$$

In cazul capitelului de tipul 1, înălțimea utilă a secțiunii dela reazem se ia egală cu înălțimea utilă a plăcii; în cazul capitelurilor de tipul 3 — egală cu înălțimea utilă a plăcii plus $\frac{h}{2}$ iar în cazul capitelurilor de tipul 2, dacă panta părții superioare a capitelului nu depășește $^1/_3$, înălțimea utilă a secțiunii dela reazem se ia egală cu înălțimea utilă reală, la distanța $\frac{c}{2}$ dela axa stâlpului. In cazul unei pante mai mari a acestei părți a capitelului, înălțimea utilă se ia aceeași ca și în cazul anterior, cu condiția însă să nu fie mai mare decât grosimea utilă a plăcii plus $\frac{h}{2}$.

Planșeele rezemate pe contur prin intermediul stâlpilor și care nu au console care trec dincolo de stâlpi trebue să fie încadrate la margini cu grinzi marginale; înălțimea totală a grinzii marginale nu trebue să fie mai mică decât 2,5 h, în care h este grosimea planșeului.

2. *Calculul planșeelor ciuperci cu deschideri neegale.* Calculul planșeului ciupercă cu deschideri neegale se face după metoda cadrelor înlocuitoare, în ordinea următoare:

1. Planșeul ciupercă se înlocuește prin două sisteme de cadre perpendiculare între ele, formate din placa planșeului unui etaj și stâlpii de sus și de jos care vin în contact cu ea (fig. 165); aceștia din urmă fiind considerați încastrați la nivelul planșeului de deasupra și, respectiv, de sub cel considerat. Cadrele se calculează pe fiecare direcție la încărcarea totală (fără a se ține seamă de o distribuție a încărcărilor utile în șah sau pe fâșii), care revine la o fâșie de planșeu, având lățimea egală cu distanța dintre mijloacele a două deschideri alăturate.

2. Momentul de inerție al barei orizontale a cadrului înlocuitor, adică plăcile planșeului având lățimea arătată, se ia în câmp egal cu

$$I = \frac{l_1 + l_2}{2} \cdot \frac{h_3}{12} \cdot$$

Momentul de inerție al stâlpului este considerat constant pe toată înălțimea lui și egal cu momentul de inerție al secțiunii stâlpului de beton de sub capitel.

3. Influența capitelului asupra momentelor încovoietoare în placă și în stâlpi se ia în considerație prin micșorarea lungimii, și anume: a barelor orizontale (plăcii) cu $^2/_3\, c$ și a stâlpilor cu $\frac{c}{2}$

Dacă panoul marginal este rezemat pe perete, deschiderea de calcul se ia egală cu

$$l_r = l_{mr} - \frac{c}{3} + \frac{h}{2},$$

în care l_{mr} este distanța dela axa stâlpului la fața interioară a peretului.

Dacă panoul marginal este rezemat pe o grindă marginală (centură), susținută de stâlpi fără semicapiteluri, deschiderea marginală de calcul se ia egală cu

$$l = l'_{mr} - \frac{c}{3}$$

în care l'_{mr} este mărimea deschiderii marginale, măsurată între axele stâlpilor.

4. Cadrele înlocuitoare se calculează după metodele cunoscute din statica construcţiilor[1]), cu simplificările aduse de „Instrucţiunile pentru calculul carcaselor şi al cadrelor de beton armat“[2]).

Din aceste calcule trebue să rezulte:

a) momentele pozitive maxime în toate câmpurile;

b) momentele negative la ambele capete ale fiecărei deschideri a cadrului înlocuitor;

c) momentele încovoietoare în stâlpii aşezaţi pe perimetrul planşeului.

Momentele încovoietoare în stâlpii intermediari (dela mijloc) se determină cu ajutorul formulelor date mai jos, la punctul 10.

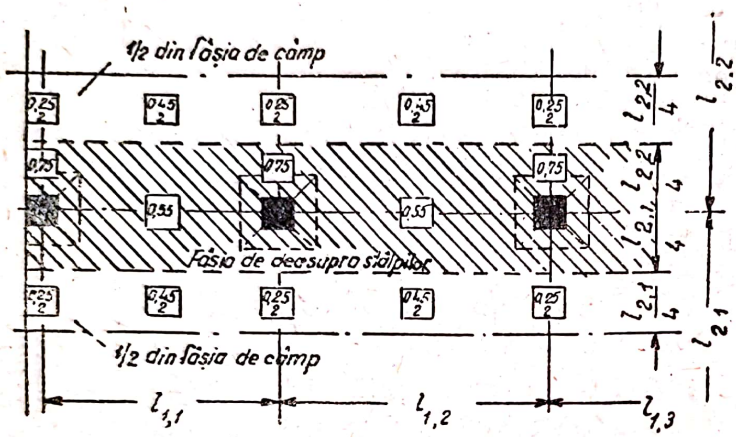


Fig. 166. Repartiţia momentelor de calcul

5. In vederea determinării momentelor de calcul, placa se împarte pe ambele direcţii în fâşii (fig. 166): a) fâşiile de deasupra stâlpilor, care sunt aşezate pe ambele părţi ale fiecărui şir de stâlpi pe o lăţime de 1/4 din deschiderea respectivă şi b) fâşiile din câmp care ocupă lăţimea rămasă între fâşiile de deasupra stâlpilor; în acest fel, fiecare fâşie din câmp este formată din două semifâşii care aparţin celor două cadre înlocuitoare alăturate.

6. Momentele găsite pentru bara orizontală a cadrului înlocuitor se repartizează după cum se vede în figura 166, şi anume: a) din valoarea momentelor pozitive, 45% se transmite celor două semifâşii din câmp şi 55% fâşiei de reazem; b) din momentele negative, 25% se repartizează celor două semifâşii din câmp şi 75% fâşiei de reazem.

7. La panourile marginale (de lângă ziduri), momentele de calcul pentru direcţia marginii planşeului, se determină aşa cum se indică în tabela 25.

8. Calculul grosimii plăcii planşeului şi a armăturii se face ca şi pentru planşeul cu deschideri egale.

9. Dacă planşeul are console care trec dincolo de stâlpi, ele se iau în considerare la calculul cadrelor înlocuitoare. Determinarea momentelor încovoietoare, repartizarea lor pe fâşii şi calculul armăturii pentru console se face la fel cum s'a arătat la punctele 4, 5 şi 6.

---

[1]) Este indicat ca aceste cadre să se calculeze cu metoda deformaţiilor unghiulare; bara orizontală (placa), se poate însă considera deasemena o grindă continuă pe reazeme care se rotesc elastic.

[2] A. A. Gvozdev şi V. I. Muraşev: Instrucţiuni pentru calculul carcaselor şi a cadrelor de beton armat (proiect), TNIPS, Editura Comisariatului Poporului pentru Industria Grea, 1932.

Scanned with OKEN Scanner

10. Stâlpii intermediari (dela mijloc) se calculează la eforturi de compresiune şi la momente încovoietoare a căror diagramă este reprezentată în figura 167.

Momentele încovoietoare M_s şi M_i se determină cu ajutorul formulelor:

$$\left.\begin{aligned} M_s &= \frac{pl_2^2 + g(l_2^2 - l_1^2)}{12} \cdot \frac{i_s}{\Sigma i}; \\ M_i &= \frac{pl_2^2 + g(l_2^2 - l_1^2)}{12} \cdot \frac{i_i}{\Sigma i} \end{aligned}\right\} \qquad (188)$$

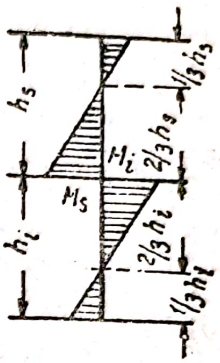


Fig. 167. Diagrama momentelor încovoietoare la stâlpii dela mijloc

în care p şi g sunt sarcinile mobile şi permanente pe metrul de cadru înlocuitor;

l_2 este deschiderea mare a cadrului înlocuitor şi

l_2 este deschiderea mică a cadrului înlocuitor, care se găseşte de o parte şi de alta a stâlpului (vezi punctul 3);

i_s şi i_i sunt rigiditatea liniară a stâlpului superior şi a celui inferior;

Σi este suma rigidităţilor liniare ale tuturor elementelor din nod.

Stâlpii aşezaţi dealungul perimetrului planşeului se calculează la momentul şi forţa axială rezultate din calculul cadrului înlocuitor.

Dacă deschiderile sunt egale, momentele pentru calculul stâlpilor dispuşi pe perimetrul planşeului se determină din suma momentelor fâşiilor respective de peste stâlpi şi din câmp pe linia acestor stâlpi, luându-se în considerare rigidităţile liniare ale stâlpilor, inferior şi superior, adică cu ajutorul formulelor:

$$M_i = \frac{M_1' + M_3'}{i_s + i_i} i_i \text{ şi } M_s = \frac{M_1' + M_3'}{i_s + i_i} i_s \qquad (189)$$

§ 25. ALEGEREA MODULUI DE ALCĂTUIRE A PLANŞEULUI PE BAZA CONSIDERENTELOR TEHNICE, ECONOMICE ŞI A ALTOR CONSIDERENTE

Alegerea modului de alcătuire a planşeului este în funcţie de mulţi factori, dintre care se menţionează: destinaţia clădirii, mărimea deschiderii şi a încărcărilor, înălţimea de construcţie, consumul de materiale de bază, existenţa materialelor locale, apoi cerinţele de izolare termică şi fonică, de ventilaţie, iluminatul tavanului, cerinţele arhitecturale, termenele de execuţie,

In acest paragraf se vor trata numai formele studiate ale planşeelor monolite, deşi una dintre problemele de bază la alegerea planşeelor, mai ales pentru clădirile civile, o constitue problema posibilităţii de executare

a unor planşee prefabricate. La clădirile industriale se fac deobicei planşee monolite; planşeele prefabricate sunt indicate îndeosebi atunci când toată clădirea se execută din elemente prefabricate.

O însemnătate de prim ordin în alegerea tipului de planşeu o are destinaţia clădirii.

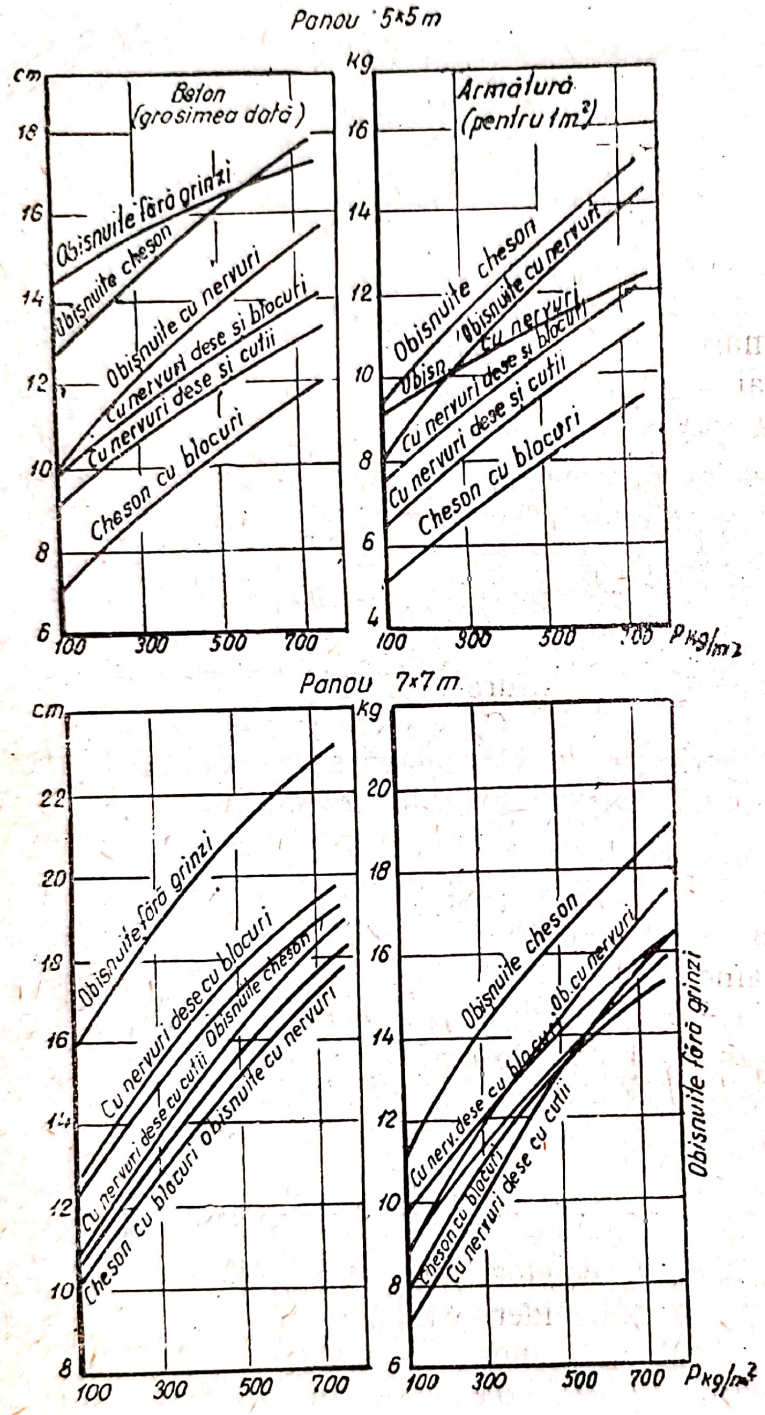


Fig. 168 Graficele comparative ale consumului de materiale

La clădirile industriale, se întrebuinţează cel mai des planşee cu grinzi cu plăcile armate într'un sens, planşee cu grinzi cu plăcile rezemate pe contur (chesonate) şi planşee ciuperci. Acestea din urmă sunt preferate în special atunci când, din cauza caracterului procesului de producţie se pot degaja în aer particule de praf (făină şi altele), precum şi atunci când pe tavan se pot acumula produse de descompunere gazoase, de exemplu, la frigorifere.

La clădirile civile, la care una dintre condiţiile principale impuse planşeului este conductibilitate fonică şi termică redusă, cele mai indicate sunt planşeele cu nervuri dese şi planşeele chesonate cu blocuri de umplutură uşoare. Asemenea planşee îşi găsesc întrebuinţare şi la unele corpuri industriale sau la părţi din acestea (laboratoare, birouri etc). La anumite părţi ale clădirilor civile se pot executa planşee chesonate (deasupra vestibulelor, sălilor etc.) şi planşee cu grinzi (peste subsoluri).

Mărimea deschiderilor şi forma panourilor formate de stâlpi au deasemenea un rol esenţial în alegerea alcătuirii planşeului. Astfel, în cazul panourilor dreptunghiulare şi al unor deschideri destul de mari sunt raţionale planşeele cu grinzi, iar în cazul panourilor pătrate şi al deschiderilor până la 6 m sunt mult mai avantajoase planşeele chesonate şi planşeele ciuperci, mai ales în cazul unor încărcări mari.

Scanned with OKEN Scanner

La clădirile cu multe etaje, au o mare însemnătate înălţimea de construcţie a planşeului, şi uneori şi greutatea lui. In cazul unor panouri de 5×5 m, înălţimea minimă constructivă o au planşeele chesonate şi planşeele ciuperci, apoi acelea cu nervuri dese. Înălţimea cea mai mare o au planşeele cu grinzi. In cazul panourilor de 7×7 m, ordinea rămâne aproximativ aceeaşi; planşeele chesonate devin însă mai puţin rentabile decât cele obişnuite cu grinzi.

Cea mai mare greutate o au planşeele ciuperci, urmate de planşeele chesonate şi de planşeele cu nervuri dese cu blocuri de umplutură. Totuşi, de greutatea proprie a planşeului trebuie să se ţină seamă aproape exclusiv numai atunci când terenul de fundaţie este slab.

Incărcarea utilă are influenţă asupra alegerii construcţiei mai ales atunci când aceasta este destul de mare. Astfel, în cazul încărcărilor mai mari decât 500 kg/m², indicii cei mai buni sunt daţi de planşeele ciuperci. Caracterul încărcării are deasemenea însemnătate; în cazul sarcinilor concentrate cele mai indicate sunt planşeele cu grinzi şi cele chesonate la care există posibilitatea de a dispune grinzile direct sub încărcări.

Existenţa diverselor materiale locale în regiunea unde se găseşte şantierul de construcţie prezintă o mare importanţă în alegerea raţională a planşeelor, mai ales la clădirile civile.

Dacă în regiunea respectivă există piatră naturală uşoară, ca piatră ponce, tufuri, calcar, cochilifer etc. (Transcaucazia, Crimeea, Ucraina Occidentală), sunt indicate planşeele cu nervuri dese şi cele chesonate cu blocuri de umplutură. Acelaşi fel de planşee sunt indicate şi în regiunile unde există fabrici de blocuri ceramice cu goluri.

Planşeele cu nervuri dese îşi pot găsi întrebuinţare deasemenea în regiuni unde există rezerve de sgură (Donbass, Ural şi altele). Insfârşit acolo unde există materii prime organice ieftine (solomitul, stufitul, trestia), se pot executa planşee cu nervuri dese, având ca element de umplutură cutii. Toate acestea confirmă faptul că planşeele cu nervuri dese au o folosinţă largă în toate regiunile.

Când sub raportul mărimii deschiderii şi al caracterului execuţiei pot fi întrebuinţate diferite tipuri de planşee, indicele cel mai important îl dă cantitatea de materiale consumate.

Institutul ŢNIPS a întocmit, pe baza calculelor, grafice de consum pentru beton, oţel şi cofraj pentru diferite deschideri şi încărcări utile[1]). După cum se vede din grafice (fig. 168), în cazul unor panouri de 5×5 m, indicii cei mai buni în ce priveşte consumul de beton şi oţel sunt daţi de planşeele chesonate, cu blocuri de umplutură, apoi de cele cu nervuri dese; cei mai nefavorabili sunt daţi de planşeele ciuperci şi de planşeele obişnuite chesonate; la panouri cu dimensiunile de 7×7, indicii cei mai buni sunt daţi de planşeele obişnuite cu grinzi şi de cele cu nervuri dese, având ca element de umplutură cutii de lemn.

[1]) V.I.Muraşev şi V. N. Gornov: Proiectarea acoperişurilor terase şi a planşeelor de beton armat, ONTI, 1936.

Scanned with OKEN Scanner

Consumul cel mai redus de cofraje îl necesită planşeele cu nervuri dese cu blocuri sau cutii, apoi planşeele ciuperci, cele chesonate, iar planşeele cu grinzi, necesită consumul cel mai mare.

Trebue deasemenea notat că pentru planşeele cu nervuri dese, pe lângă consumul de beton, oţel şi cofraje, sunt necesare şi blocurile. Executarea blocurilor ceramice cu goluri nu necesită însă ciment, iar pentru blocurile de sgură şi de beton spumos este necesar numai un consum redus de ciment. In acelaş timp, folosirea acestor blocuri nu numai că îmbunătăţeşte proprietăţile de izolare fonică şi termică a planşeelor, dar reduce şi consumul de cofraj.

Astfel, în fiecare caz în parte, alegerea construcţiei planşeului trebue să fie bine justificată din punct de vedere tehnic şi economic, ţinându-se seamă de întregul complex al condiţiilor şi împrejurărilor respective.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL VII.

ELEMENTE COMPRIMATE ŞI INTINSE AXIAL

§ 26. TIPURI DE STÂLPI

Stâlpii fac parte din elementele comprimate axial. Din punct de vedere constructiv, stâlpii de beton armat cu armătură elastică pot fi împărţiti în două tipuri principale: a) stâlpi cu armătură longitudinală şi cu etrieri şi b) stâlpi cu armătură longitudinală şi cu armătură sub formă de spirală sau de inele sudate (stâlpi fretaţi). Aceste tipuri de stâlpi se execută atât monolitic, cât şi ca stâlpi prefabricaţi.

Alegerea tipului de construcţie pentru stâlpi este în funcţie de destinaţia clădirii, de mărimea sarcinii transmise stâlpilor şi de necesităţile arhitectonice.

La o aceeaşi mărime a sarcinii, stâlpii făcând parte din primul tip au o secţiune transversală mai mare decât stâlpii aparţinând tipului al doilea. Micşorarea maximă a secţiunii transversale se poate obţine la stâlpii cu armătura rigidă, studiaţi mai departe în capitolul XI.

§ 27. STÂLPI CU ARMĂTURA LONGITUDINALĂ ELASTICĂ ŞI CU ETRIERI

1. Rezultatele încercărilor

La armarea prismelor cu bare longitudinale legate între ele în sens transversal, caracterul ruperii rămâne în general acelaşi ca şi în cazul betonului nearmat; deosebirea constă în faptul că mărimea sarcinii de rupere creşte.

După cum au arătat încercările efectuate de Institutul ŢNIPS, în anumite cazuri, eforturile unitare în armătura longitudinală nu ating limita de curgere. Aceasta a avut însă loc mai ales în cazurile când limita de curgere a oţelului era ridicată, deoarece în realitate stâlpul nu se încarcă niciodată atât de repede ca sub presă. Deformaţiile plastice ale betonului în construcţie vor fi mult mai mari decât la epruveta de laborator, din care cauză creează condiţii pentru o utilizare mult mai complectă a armăturii; în consecinţă trebue să se considere, că la o încărcare de rupere, concomitent cu ruperea betonului, va începe să curgă şi armătura.

Mai departe, încercările au confirmat că secţiunea şi desimea etrierilor au deasemenea influenţă asupra mărimii încărcării de rupere; din cauza creşterii relativ reduse a acesteia din urmă, influenţa etrierilor nu se ia în considerare în calcul.

Rezistența la compresiune a prismei de beton armat este formată din rezistența prismei de beton și din rezistența armăturilor longitudinale care preiau o parte din încărcare.

Rolul etrierilor se reduce la asigurarea barelor longitudinale împotriva flambajului. Fără etrieri, barele longitudinale nu ar fi putut mări rezistența prismei de beton, din cauza rezistenței reduse a acestor bare de flambaj.

Pentru ca stâlpul de beton armat să lucreze în bune condiții, barele longitudinale trebue să fie absolut drepte și legate între ele prin etrieri așezați la distanțe relativ mici.

Armătura longitudinală montată în stâlp, îl face deasemenea capabil să reziste și la încovoiere, ceeace este foarte important, deoarece la clădiri industriale și civile, din cauza încastrării rigide a grinzilor principale în stâlpi, aceștia din urmă sunt deobicei supuși la încovoiere.

Pe lângă aceasta, încercările efectuate asupra stâlpilor de beton armat, cu un procent de armare longitudinală foarte redus (mai puțin de 0,5%) arată că în acest caz, armarea are o influență mică asupra comportării stâlpului de beton și afară de aceasta dă un coeficient de siguranță prea mic la o eventuală încărcare excentrică.

La stâlpii obișnuiți, limita superioară a procesului de armare este de 3%.

Tot pe cale experimentală au fost stabilite distanțele limită dintre etrieri, precum și forma rațională a acestora din urmă, elemente despre care se va vorbi în cele ce urmează, când se vor studia sistemele de alcătuire a stâlpilor.

2. Alcătuirea stâlpilor

Secțiunea transversală a stâlpilor de beton armat (montanți, coloane) cu armătura longitudinală și cu etrieri se face deobicei pătrată sau dreptunghiulară, în scopul de a simplifica execuția cofrajelor și pentru o legare mai simplă a stâlpilor de grinzi.

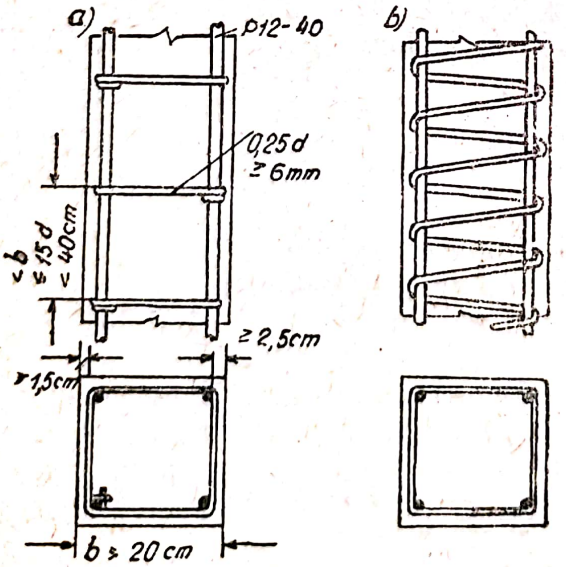


Fig. 169. Etrierii stâlpilor:
a — etrieri separați; b — sub formă de bară neîntreruptă

Stâlpii prefabricați se execută uneori (în poziție orizontală) și cu alte secțiuni (dublu T, tubulari etc.) justificate din punct de vedere economic. Dimensiunile laturilor secțiunilor stâlpilor obișnuiți trebue să se ia multipli de 5 cm, adică 25, 30, 35 cm etc.

Armătura longitudinală este formată deobicei din bare rotunde, cu diametrul variind între 12 și 40 mm (pentru stâlpii foarte puternici, până la 50 mm), care se așează simetric față de axa secțiunii.

Diametrul și numărul barelor trebue alese în funcție de dimensiunile secțiunii transversale a stâlpului, pentru a se obține o carcasă rigidă

dintr'un număr mai mic de bare cu diametrul mare. La stâlpii la care latura mai mică a secțiunii depășește 25 cm, se recomandă ca diametrul barelor longitudinale să se ia de cel puțin 16 mm. Distanța dintre barele longitudinale (lumina) trebue să fie de cel puțin 5 cm pentru a permite betonului să treacă ușor între bare.

Barele longitudinale se așează, în limita posibilităților, cât mai aproape de fețele exterioare ale stâlpului, pentru a mări rezistența la încovoierea provocată de acțiunea unei încărcări excentrice eventuale și de forțele orizontale accidentale; totodată, însă, distanța dela bare până la fețele exterioare nu trebue să fie mai mică decât 2,5 cm, pentru a se proteja armătura împotriva coroziunii și acțiunii temperaturilor ridicate în caz de incendiu.

Etrierii se prevăd fără a-i calcula; ei trebue să vină în contact strâns cu armătura longitudinală și să fie legați de aceasta cu sârmă arsă sau să fie sudați de ea.

Diametrul etrierilor se stabilește în funcție de diametrul d al armăturii longitudinale și nu trebue să fie sub 0,25 d (însă de cel puțin 6 mm); rareori se întâmplă să fie mai mare decât 8 mm.

Dacă se folosește sârma trasă la rece, diametrul etrierilor poate fi redus cu 15%; se atrage însă atenția că această reducere nu trebue să fie sub 5 mm. Etrierii se execută în felul următor: barele longitudinale se leagă cu scurtături de oțel-beton, îndoite după forma secțiunii stâlpului, acestea cuprinzând toate barele (fig. 169, *a*). Uneori, în locul legăturilor separate, barele longitudinale se înfășoară cu o bară neîntreruptă după o linie în spirală (fig. 169, *b*).

Forma normală și cea mai obișnuită a etrierilor este cea reprezentată în figura 169, *a;* ei se leagă de armătura longitudinală cu sârmă arsă, având diametrul de cel puțin 1 mm.

Dacă stâlpii au secțiuni mari, de peste 40×40 sau 35×45 cm, pe lângă etrierii de bază, așezați la perimetrul secțiunii se prevăd și etrieri suplimentari (fig. 170, *a* și *b*), care opresc strâmbarea barelor intermediare.

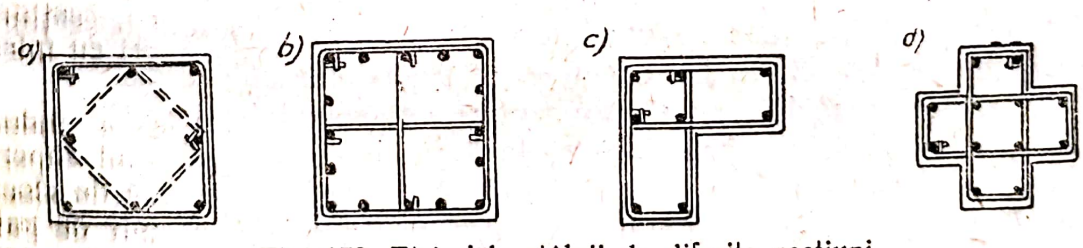


Fig. 170. Etrieri la stâlpii de diferite secțiuni

Etrierii suplimentari se prevăd deobicei în același număr ca și cei de bază. Totodată, etrierii trebue să fie astfel proiectați, încât barele longitudinale să fie așezate cel puțin din două în două în locurile de îndoirea etrierilor.

Forma etrierilor reprezentați în figura 170, *a*, îngreuiază mai puțin betonarea, atunci când betonul se toarnă de sus, decât etrierii înfățișați în figura 170, *b*.

In cazul unor secţiuni de forme complicate (fig. 170, *c* şi *d*) etrierii se alcătuesc din mai multe părţi care se intersectează; nu trebue însă utilizaţi etrieri cu colţuri intrânde, pentru a se evita apariţia eforturilor de smulgere.

Pentru folosirea rezistenţei la compresiune a barelor longitudinale este necesar ca distanţele dintre etrieri să nu depăşească anumite valori; valoarea limită a acestor distanţe, verificată pe calle experimentală, nu se ia absolut la fel în normele din diferite ţări.

După prescripţiile N şi TU — 3 — 49, distanţa dintre etrierii nu trebue să fie mai mare decât 15 diametri ale barelor longitudinale şi nici mai mare decât dimensiunea minimă a secţiunii transversale a stâlpului (fig. 169, *a*). Această dimensiune minimă se determină după linia care trece prin centrul de greutate al secţiunii. Afară de aceasta, distanţa menţionată nu trebue să fie mai mare decât 40 cm.

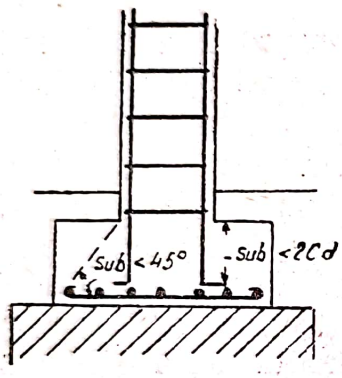


Fig. 171. Baza stâlpului

In locurile unde armătura longitudinală se înnădeşte prin petrecere fără sudare, etrierii se aşează la o distanţă de cel mult 10 *d*.

Intre stâlp şi fundaţie se execută deobicei o bază (cuzinet) care are forma unui trunchi de piramidă sau, mai des, de paralelipiped (fig. 171); cuzinetul are rolul de a transmite fundaţiei presiunea, în limitele eforturilor unitare admisibile pentru aceasta.

Fundaţia stâlpului se execută sub forma unui masiv de beton sau de piatră brută, sau se face din beton armat, executat în trepte sau de formă piramidală[1]).

Capetele barelor verticale ale stâlpului se introduc în cuzinet sau în fundaţie şi se termină prin ciocuri drepte sau semicirculare.

In cazul stâlpilor, care trec prin mai multe etaje ale clădirii, secţiunile lor se micşorează spre partea superioară la fiecare etaj, în raport cu micşorarea încărcării (fig. 172).

Pentru înnădirea armăturii stâlpilor, barele longitudinale se îndoaie spre interior (cu o înclinare de maximum 1 : 6) şi se trec la etajul superior pe o lungime de 20—30 *d*, iar capetele lor se îndoaie sub formă de ciocuri (fig. 172, jos). La stâlpii cu secţiune mare, şi având mai mult de patru bare longitudinale, este suficient să se lasă să treacă în sus numai o parte din bare, iar celelalte se opresc mai jos decât placa planşeului (după cum rezultă din calcul). Barele înnădite se înfăşoară deobicei cu sârmă.

Inădirile barelor se execută deobicei în locurile unde se modifică secţiunea betonului, la nivelul planşeelor.

Racordarea stâlpilor pe înălţime se poate executa deasemenea prin folosire unor scurtări suplimentare (fig. 172, înădirea dela mijloc). Avantajul acestei metode constă în posibilitatea de a aşeza mult mai exact bucăţile de armătură scurte, în timp ce barele îndoite pot fi uşor deplasate la betonare; neajunsul ei il constitue consumul mai mare de oţel.

[1]) Vezi capitolul XII.

La stâlpii cu secțiuni pătrate și dreptunghiulare se recomandă să se teșească colțurile prin fațete, pentru a se evita ruperea muchiilor betonului (la decofrare); uneori acestea se întăresc prin corniere metalice (la clădiri industriale și la depozite) sau cu rigle de stejar aplicate.

In cazul planșeelor cu grinzi, partea superioară a stâlpului se termină uneori printr'o parte lărgită destul de mare, care reprezintă în realitate vuta prinsă monolit de grindă continuă. Din considerente arhitectonice se pot executa și alte forme de racordare a stâlpilor cu planșeul.

La clădiri cu părți de construcție mixte, stâlpii care nu sunt legați monolitic de planșeu se pot executa cu o lărgire a părții superioare sub formă de capitel (fig. 173) pentru susținerea grinzilor, de lemn, metalice sau de beton armat (prefabricate).

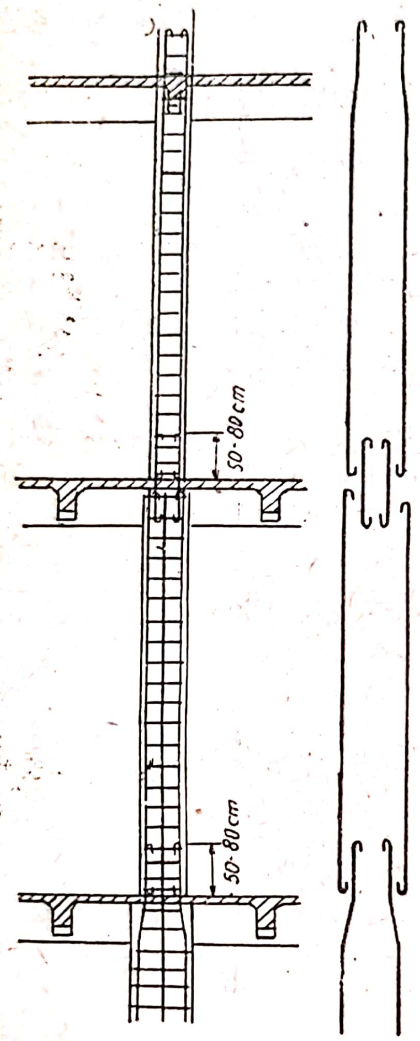


Fig. 172. Stâlpul unei clădiri cu mai mult etaje

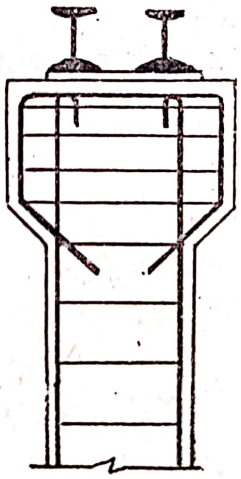


Fig. 173. Rezemarea grinzilor metalice pe stâlpii de beton armat

3. Calculul stâlpilor (după stadiul de rupere)

a) *Formule de bază*

Pleçând dela principiul de bază, potrivit căruia la ruperea stâlpului atât, betonul, cât și armătura ajung la limita de rupere și respectiv, limita de curgere, se poate scrie, că rezistența stâlpului (capacitatea lui portantă) se compune din rezistența prismei de beton și a armăturii longitudinale, adică

$$N_r = kN = R_{pr} F_b + \sigma_c \cdot F_a. \qquad (190)$$

In cazul coeficientului de siguranță k, încărcarea admisibilă asupra stâlpului este:

$$N = \frac{R_{pr}}{k}\left(F_b + \frac{\sigma_c}{R_{pr}} F_a\right) = \frac{R_{pr}}{k} F_i. \qquad (191)$$

Această formulă diferă de formula (11) de calcul pe baza rezistențelor admisibile, deoarece în locul lui n, se introdus aici raportul $\frac{\sigma_c}{R_{pr}}$ — raportul dintre limita de curgere a armăturii și rezistența prismatică a betonului.

In conformitate cu prescripțiile N și TU, în cazul stâlpilor cu secțiunea mai mică decât 30×30 cm, coeficientul de siguranță se mărește cu 25% (față de cel din tabele), ținându-se seamă de eventuale defecte de execuție (golurile, cavernele etc.), care influențează mult coeficientul de siguranță la stâlpii de secțiune redusă.

La calculul stâlpilor, se pot pune două categorii de probleme: a) calculul (dimensionarea) secțiunii, adică stabilirea dimensiunilor secțiunii stâlpului și a armăturii, în cazul unei rezistențe date a materialelor componente și b) verificarea rezistenței, adică stabilirea coeficientului de siguranță în cazul unei secțiuni date a stâlpului.

b) *Calculul secțiunii*

Pentru stabilirea dimensiunilor secțiunii stâlpului și a secțiunii armăturii se dă coeficientul de armare. $\mu = \frac{F_a}{F_b}$.

Atunci, din formula (190) rezultă:

$$kN = F_b\left(R_{pr} + \frac{F_a}{F_b}\sigma_c\right) = F_b\,(R_{pr} + \mu\,\sigma_c)$$

de unde, pentru ori ce formă a secțiunii:

$$F_b = \frac{kN}{R_{pr} + \mu\,\sigma_c} \qquad (192)$$

In cazul unui stâlp pătrat, latura secțiunii sale va fi:

$$b = \sqrt{\frac{kN}{R_{pr} + \mu\,\sigma_c}}$$

Secțiunea armăturii longitudinale va fi:

$$F_a = \mu\, F_b \qquad (193)$$

c) *Verificarea rezistenței*

Din formula (190) nu pot fi găsite eforturile unitare, ci numai coeficientul de siguranță

$$k = \frac{N_r}{N} = \frac{R_{pr} \cdot F_b + \sigma_c \cdot F_a}{N} \qquad (194)$$

In conformitate cu prescripțiile N și TU, procentul de armare al elementelor comprimate cu armătură longitudinală trebue să fie de cel puțin 0,5% și de cel mult 3%; în cazul unui procent de armare mai mare, etrierii obișnuiți trebuie să fie înlocuiți cu o fretă sau cu etrieri sudați; în cazul acesta, distanța dintre etrierii sudați nu trebue să depășească de 10 ori diametrul armăturii longitudinale.

In stâlpi procentul de armare se ia deobicei între 0,5% și 2% și rareori mai mare. In cazul dimensiunilor limitate ale secțiunii trebue să se treacă la un beton de marcă mai mare.

Pentru calculul secțiunii stâlpilor cu diferite procente de armare s'a întocmit tabela 26 pe baza formulei (192).

Tabela 26

Valorile F_b și F_a în cm², în funcție de procentul de armare și de marca betonului ($k = 2$; $\sigma_c = 2\,500$ kg/cm²)

P în %	F_b în cm² pentru N în tone, pentru beton marca					Secțiunea armăturii F_a (cm²)
	110	140	170	200	250	
0,5	19,90N	16,60N	14,55N	12,70N	10,67N	0,005 F_b
0,8	18,52N	15,62N	13,79N	12,12N	10,26N	0,008 F_b
1,0	17,70N	15,04N	13,33N	11,76N	10,00N	0,0125 F_b
1,25	16,77N	14,36N	12,80N	11,35N	9,69N	0,015 F_b
1,50	15,94N	13,74N	12,31N	10,96N	9,41N	0,0175 F_b
1,75	15,30N	13,18N	11,85N	10,60N	9,14N	0,02 F_b
2,00	14,50N	12,06N	11,43N	10,26N	8,89N	

La stabilirea procentului de armare al stâlpilor, este necesar să se țină seamă de următoarele elemente. Dacă dimensiunile exterioare ale stâlpului nu sunt limitate sub nicio formă, este mai indicată o armătură slabă, deoarece mărirea capacității portante a stâlpului, prin mărirea procentului de armare longitudinală, nu este avantajoasă din punct de vedere economic. O armătură longitudinală mai puternică devine utilă, atunci când stâlpii pot fi supuși la acțiunea unor momente încovoietoare, de care nu se ține seamă în calcul, din cauza încastrării rigide la grinzi sau din alte cauze. Stâlpii ușori ai ultimului etaj care poartă numai un singur planșeu, sunt mai sensibili la încărcări excentrice și la acțiunea vântului decât stâlpii așezați mai jos. Pe lângă aceasta, o armătură puternică este uneori necesară, și anume atunci când secțiunea stâlpului este limitată de cerințe arhitectonice, tehnologice sau din alte considerente.

Scanned with OKEN Scanner

La clădiri cu mai multe etaje, este adeseori necesar ca la etajele inferioare să se mărească nu numai secțiunea stâlpului, dar să se și adopte un beton de marcă superioară, iar uneori să se treacă la stâlpi cu armătură rigidă.

4. Calculul la flambaj

In conformitate cu prescripțiile N și TU, la calculul elementelor de beton armat supuse la compresiune, flambajul nu se ia în considerare atunci când coeficientul de subțirime al acestora λ, adică raportul dintre lungimea de calcul (flambaj) l_0 și raza minimă de girație r a secțiunii, nu depășește cifra de 50, adică $\lambda = \frac{l_0}{r} \leq 50$. Acestei ipoteze îi corespunde, în cazul secțiunii dreptunghiulare, condiția:

$$\frac{l_0}{b} \leq 14.$$

iar în cazul secțiunii circulare sau poligonale:

$$\frac{l_0}{d} \leq 12$$

Dacă coeficientul de subțirime al elementului depășește pe cel indicat, încărcarea de rupere, calculată cu ajutorul formulei (190), se reduce prin înmulțirea cu coeficientul de flambaj, adică:

$$kN = \varphi (R_{pr} F_b + \sigma_c \cdot F_a) \qquad (195)$$

In tabela 27 sunt date valorile coeficientului φ pentru stâlpi, în funcție de raportul dintre lungimea de calcul l_0 și raza de girație a secțiunii r, dintre l_0 și latura minimă a secțiunii dreptunghiulare b, precum și dintre l_0 și diametrul secțiunii circulare d.

Tabela 27

Valoarea coeficientului φ pentru calculul stâlpilor la flambaj

$\frac{l_0}{b}$	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$\frac{l_0}{d}$	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5	24,3	26,0
$\frac{l_0}{r}$	50,0	55,4	62,2	69,0	76,0	83,0	90,0	97,0	104,0
φ	1	0,88	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50

Lungimea de calcul l_0, depinde de gradul de încastrare și de mobilitatea capetelor elementului și se stabilește prin înmulțirea lungimii reale l a elementului comprimat cu coeficientul ψ, adică $l_0 = \psi l$

Scanned with OKEN Scanner

Pentru montanți și stâlpi, coeficientul ψ se ia astfel:

a) în cazul încastrării complete a ambelor capete $\psi = 0{,}5$;

b) în cazul încastrării complete a unui capăt, celălalt fiind articulat fix, $\psi = 0{,}7$;

c) atunci când ambele capete sunt articulate fix $\psi = 1{,}0$;

d) atunci când un capăt este fix și celălalt capăt este liber $\psi = 2{,}0$;

e) în celelalte cazuri, se stabilește în funcție de condițiile reale de rezemare la capete[1]).

Prescripțiile N și TU recomandă să nu fie proiectați stâlpi cu un raport $\frac{l_0}{b} > 25$ sau $\frac{l_0}{h} > 20$.

Calculul secțiunii stâlpilor comprimați axial, ținându-se seamă de flambaj, se poate face prin aproximații succesive, folosind tabelele 26 și 27.

Exemplul 17. Să se stabilească dimensiunile secțiunii pătrate a unui stâlp, pentru o înălțime a etajului de 4,5 m și o încărcare totală pe stâlp de 135 t; beton, marca 140; oțel, marca St. 0; $k = 2$.

Se adoptă un procent de armare $p = 1{,}0\%$.

Secțiunea transversală a stâlpului este, conform formulei (192).

$$F_b = \frac{kN}{R'_{pr} + \mu\,\sigma_c} = \frac{2 \cdot 135\,000}{108 + 0{,}01 \cdot 2500} = 2030 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{2030} \approx 45 \text{ cm}.$$

Secțiunea armăturii transversale: $F_a = 0{,}01 \times 2030 = 20{,}30$ cm².

Se ia 4 ○ 20 + 4 Ø 16 ($F_a = 20{,}60$ cm²).

Verificarea la flambaj nu este necesară, deoarece:

$$\frac{l}{b} = \frac{450}{45} = 10 < 14.$$

Coeficientul de siguranță:

$$k = \frac{R_{pr} F_b + \sigma \cdot F_a}{N} = \frac{108 \cdot 2025 + 2500 \cdot 20{,}60}{135\,000} \approx 2{,}0.$$

Distanța dintre etrierii cu diametrul de 6 mm nu trebue să depășească decât de 15 ori diametrul barelor longitudinale, adică $15 \cdot 1{,}6 \approx 25$ cm. (fig. 174).

Exemplul 18. Să se calculeze secțiunea unui stâlp pătrat pentru lungimea de calcul $l_0 = 9{,}0$ m; și încărcarea $N = 80$ t; beton marca 110; oțel marca St-0; $k = 2$.

Calculul secțiunii stâlpului se face prin metoda aproximațiilor succesive.

Admițând un procent de armare $p = 1\%$ se ia întâi $\varphi = 1$; atunci din tabela 26 rezultă:

$F_b = 17{,}70 \cdot 80 = 1416$ cm²;

$$b = \sqrt{1416} = 37{,}60 \text{ m} \approx 40 \text{ cm};$$

$$\frac{l_0}{b} = \frac{900}{400} = 22{,}5 > 14.$$

și din tabela 27 avem: $\varphi = 0{,}66$.

[1]) V. I. Murașev: Calculul stabilității cadrelor, „Proiect și standard" Nr. 12/1936. S. S. Volcov: Cu privire la calculul stabilității elastice a stâlpilor la construcții în cadre (tot acolo).

Scanned with OKEN Scanner

Se ia $p = 1{,}5\%$ și în acest caz, avem, după tabela 26:

$$F_b = \frac{1}{0{,}66} 15{,}91 \cdot 80 = 1932 > 1600 \text{ cm}^2.$$

Prin urmare, trebue majorată fie secțiunea stâlpului, fie coeficientul de armare. Se mărește secțiunea la 45×45 cm. In cazul aceasta

$$\frac{l_0}{b} = \frac{900}{45} = 20$$

$$\varphi = 0{,}73.$$

Se ia $p = 0{,}9\%$; atunci

$$N = \frac{1}{K} \varphi F_b (R_{pr} + \mu \sigma_c) = \frac{1}{2} 0{,}73 \cdot 2025 (88 + 0{,}009 \cdot 2500) = 81{,}7 \text{ t},$$

valoarea apropiată de încărcarea dată $N = 80$ t.

Secțiunea armăturii:

$F_a = 0{,}009 \cdot 45^2 = 18{,}23$ cm² adică se poate lua 4 ∅ 18 + 4 ∅ 16 ($F_a = 18{,}21$ cm²).

§ 28. STÂLPI FRETAȚI

1. Rezultatele încercărilor

Pentru ridicarea rezistenței betonului la compresiune, Considère a propus în 1902, armătura sub formă de spirală; betonul armat în modul acesta se numește în general „beton fretat".

Intrebuințarea pentru armarea elementelor comprimate a unei frete, care cuprinde masa de beton, este bazată pe rezultatele încercărilor amintite mai sus (§ 1, punctul 3), care au demonstrat că ruperea epruvetelor prismatice de piatră sau, de beton, sub acțiunea încărcării axiale este condiționată de deformații transversale ale căror valori limită sunt foarte reduse. După cum s'a mai constatat din încercările ulterioare, opunerea la deformația transversală a unui material casant, comprimat transversal din toate părțile, mărește simțitor rezistența epruvetei la acțiunea forțelor longitudinale.

Pentru confirmarea acestei importante proprietăți mecanice a materialelor de piatră și, în general, a materialelor casante, s'au efectuat încercări (în 1914) cu epruvete cilindrice de marmoră și de calcar, supuse pe cale hidraulică la compresiuni laterale care se ridicau la sute de atmosfere. In adevăr, la aceste experiențe s'a obținut o rezistență foarte mare a epruvetelor la compresiune longitudinală; afară de aceasta, s'a stabilit că materialele de piatră capătă, în cazul unei compresiuni exercitate din toate părțile, deformații plastice foarte mari, care se ridică până la 15% și chiar mai mult. Trebue notat că, după îndepărtarea presiunii hidraulice laterale și a

încărcării axiale, epruvetele puteau suporta încărcări mai mari decât cele normale. Aceasta arată că la epruvete de piatră sau de beton, în cazul unei compresiuni aplicate din toate părțile, deformațiile mari sunt plastice și că încărcarea axială a dus la compactizarea materialului casant.

In 1927—1928 s'au făcut încercări la care s'au folosit presiuni hidraulice și mai mari; acestea au confirmat în totul rezultatele încercărilor anterioare.

In ce privește proprietatea materialelor de piatră, menționată mai înainte, se cunoștea de mult timp că, la adâncimi mari, sub influența unei compresiuni exercitate din toate părțile, rocele sunt supuse la deformații plastice foarte importante; prin aceasta se explică cutele și îndoirea rocelor, observate la stratificarea acestora.

Considère a dat acestor principii o aplicație practică la betonul armat, propunând să se înfășoare stâlpii cu o spirală metalică; în cazul comprimării longitudinale a stâlpului, această spirală va opune rezistență la deformarea (dilatarea) lui transversală.

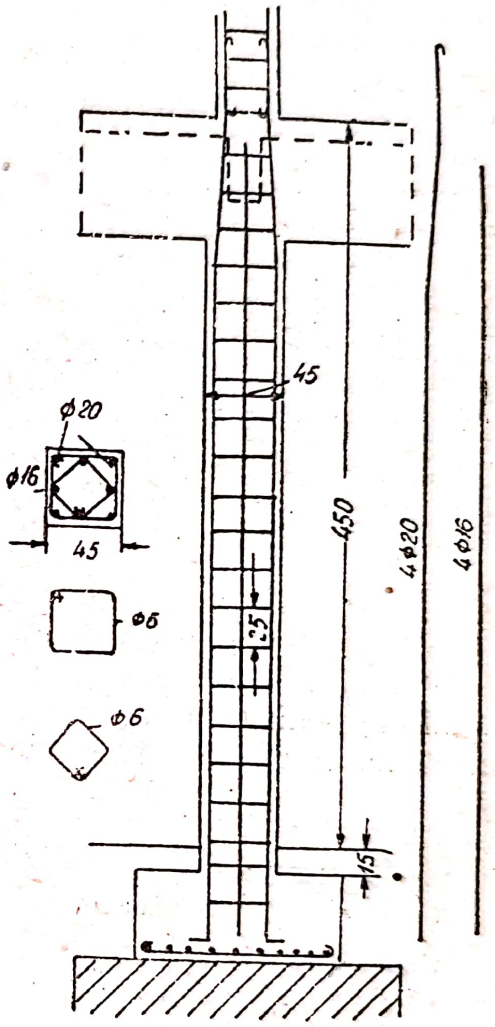


Fig. 174.

Invățatul rus, profesorul N. M. Abramov a făcut în 1904—1905 experințe vaste asupra noului sistem de construcție și a propus ca sistemul să fie denumit „beton fretat". Invățatul rus a propus și a elaborat un tip special de frete din platbande, a căror proprietate principală constă în faptul că puteau fi adoptate la orice secțiune, inclusiv la cea dreptunghiulară.

Elaborarea teoriei influenței armăturii fretate, pe baza teoriei rezistenței materialelor casante, constitue o problemă grea, care n'a fost rezolvată, pentru moment. In același timp, încercări numeroase efectuate în URSS și în alte țări au confirmat că freta sporește simțitor rezistența stâlpului, de aproximativ 2,4 ori mai mult decât armătura longitudinală cu același volum sau greutate.

Ruperea stâlpilor de beton fretați nu se produce din cauza apariției fisurilor înclinate sau verticale, ci ca rezultat al strivirii, după o mărire apreciabilă a secțiunii transversale și după o însemnată scurtare longitudinală.

Cu cât este mai puternică freta și cu cât este mai ridicată limita ei de curgere, cu atât vor fi mai mari scurtarea plastică și încărcarea de rupere a stâlpului. Deformațiile plastice și elastice au atins la experiențe 30 mm/m, adică au fost de 20 de ori mai mari decât scurtările specifice limită ale epruvetelor de beton abișnuit (vezi §. 1, punctul 7).

Scanned with OKEN Scanner

Experiențele au confirmat că, după desprinderea stratului de protecție exterior care acoperă freta, structura monolită a betonului, cuprinsă de fretă, nu este distrusă, ci opune o rezistență crescândă la sporirea încărcării, până în momentul când freta atinge limita de curgere.

Pe această bază, la determinarea încărcării de rupere a stâlpului fretat se consideră ca secțiune utilă a betonului numai miezul cuprins în interiorul fretei.

O acțiune asemănătoare o are și armătura inelară, formată din inele sudate, așezate separat, la distanțe mici între ele.

Oamenii de știință sovietici au elaborat și alte metode pentru a folosi rezistența superioară a betonului cuprins în fretă.

In 1928, V. A. Rosnovschi a propus un nou tip de stâlpi, care se prezintă ca un tub metalic cu pereți subțiri, umplut cu beton. Prof. A. A. Gvozdev a efectuat la Institutul ȚNIPS cercetări teoretice și experimentale asupra acestui tip de stâlp și a stabilit formula de calcul.

Academicianul G. P. Perederii a propus să se folosească drept armătură tuburi cu pereți subțiri, având diametrul mic și umplute cu beton, iar în 1936, același savant a construit un pod pe arce peste râul Neva, utilizând acest fel de „armătură tubulară".

2. Alcătuirea stâlpilor

Avantajul cel mai mare al stâlpilor cu armătura fretată îl constitue faptul că, pentru aceeași încărcare, în comparație cu stâlpii obișnuiți secțiunea lor transversală este mai redusă. Din cauza formei circulare a armăturii în spirală (fretei), acești stâlpi au deobicei, o secțiune transversală sub formă de poligon regulat (hexagon sau octogon) sau de cerc și, numai în cazuri excepționale, au secțiunea dreptunghiulară.

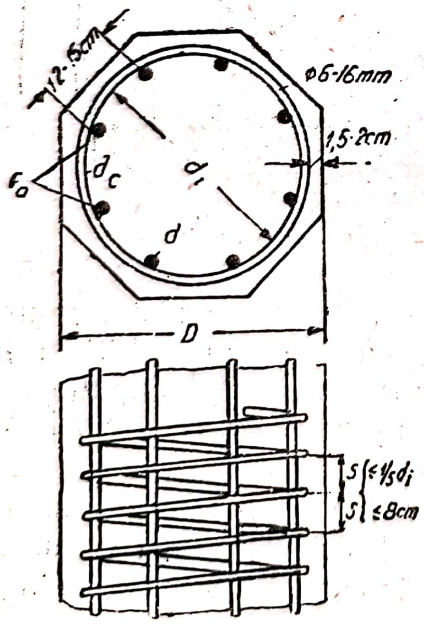


Fig. 175. Freta stâlpului

Freta, rotundă în plan, este așezată dealungul stâlpului, urmând o linie elicoidală, cuprinzând în partea interioară barele longitudinale (fig. 175). Freta trebue să fie acoperită cu un strat de beton, având o grosime minimă de 1,5—2 cm.

Pentru fretă se întrebuințează oțelul beton laminat, cu diametrul de 6—16 mm. Pentru fretă nu trebue să se întrebuințeze o sârmă prea subțire, deoarece ea ar putea pătrunde în beton, slăbind astfel acțiunea ei de fretă.

Distanța dintre spire (pasul fretei) se ia de cel mult 1/5 din diametrul sâmburelui de beton înconjurat de fretă, fără să depășească însă 8 cm; distanța minimă dintre spire (lumina), la care este posibilă o betonare fără dificultăți, este de 3 cm.

Suprafața secțiunii sâmburelui este deobicei de 2/3 din întreaga secțiune a stâlpului.

Dacă secțiunea stâlpului este dreptunghiulară, ea se prevede cu mai multe frete care se intersectează în plan (fig. 176).

După cum s'a menționat, în locul fretelor poate fi întrebuințată armătura inelară echivalentă cu freta și formată din inele de oțel beton, sudate și așezate la distanță mică între ele. Armătura inelară nu este însă atât de comodă la lucru ca armătura în spirală.

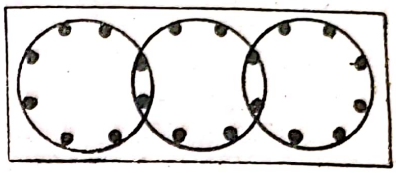


Fig. 176. Distribuția fretelor într'o secțiune dreptunghiulară

Armătura longitudinală a acestor stâlpi este formată deobicei din șase până la opt bare și rareori din mai multe bare (în cazul secțiunilor foarte mari); distanța dintre bare pe circumferință este de 12—15 cm. Secțiunea armăturii longitudinale trebue să fie de cel puțin 0,5% din secțiunea sâmburelui stâlpului. Suma secțiunii armăturii longitudinale și a secțiuni echivalente[1]) a fretei nu trebue să fie mai mică decât 1,5%, din secțiunea sâmburelui. Pentru ca freta să fie mai eficace, este necesar să se întrebuințeze un oțel de rezistență superioară.

Se menționează deasemenea că prescripțiile N și TU admit și spirale din oțel obișnuit cu o secțiune echivalentă de cel puțin 25% din secțiunea armăturii longitudinale, deoarece încercările Institutului ȚNIPS au dat pentru astfel de stâlpi rezultate destul de bune.

Stâlpii fretați sunt supuși la flambaj, dacă raportul dintre grosime și lungime este de circa 1/10, ceeace se explică prin faptul că stâlpii admit o încărcare mare.

Deaceea, dacă încăperea are o înălțime mare și dacă încărcarea este relativ redusă, sunt de preferat stâlpii obișnuiți cu secțiunea pătrată, deoarece secțiunea

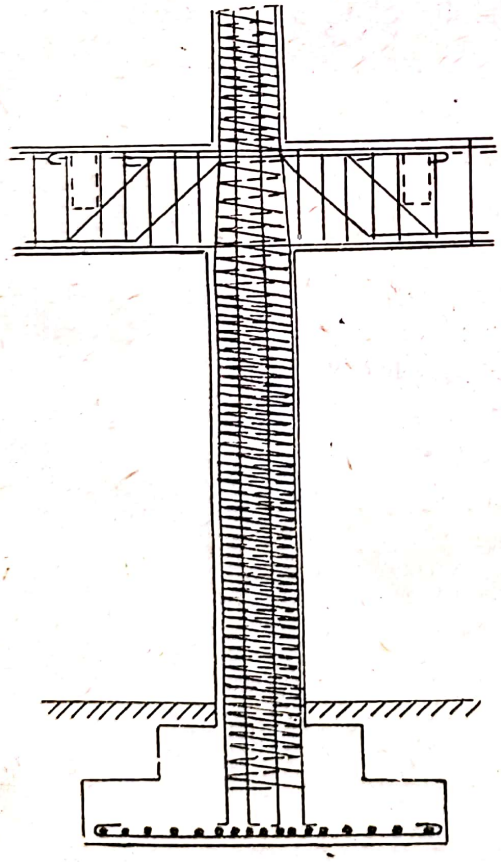


Fig. 177. Racordarea stâlpului cu planșeul și cu fundația

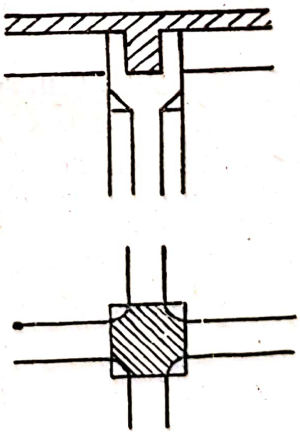


Fig. 178. Capul pătrat al unui stâlp octogonal

[1]) Care se obține prin împărțirea volumului armăturii dintr'o spiră la pasul fretei

transversală a acestora are o suprafață mai mare și, în același timp, stâlpii obișnuiți au și un moment de inerție mai mare.

In general, dacă nu este obligatoriu să se reducă dimensiunile secțiunii stâlpului, trebue să se prevadă stâlpi care pot fi executați mai simplu, cu armătură obișnuită, recurgând, dacă este necesar, la un beton cu marcă superioară.

Se recomandă să se prevadă stâlpii fretați în cazurile când, din considerente constructive sau arhitectonice, este necesară o secțiune minimă (octogonală sau circulară) și când stâlpul trebue să suporte, totodată, o încărcare mare.

In figura 177 este reprezentată racordarea stâlpului cu planșeul, cu stâlpul etajului superior și cu fundația.

Din cauza numărului mare de bare care trec prin locul de racordare a stâlpului cu planșeul, trebue evitată intersectarea stâlpului cu grinzi secundare, dispunându-le de-o parte și de alta a stâlpului.

Pentru a asigura o transmisie treptată a încărcării, freta trebue să se introducă în fundație, pe o adâncime suficientă.

La racordarea cu grinda principală și cu grinda secundară, pentru a mări suprafața de rezemare și pentru a simplifica cofrajul, capul stâlpilor poligonali și rotunzi se execută adesea cu secțiunea pătrată (fig. 178).

Freta își găsește uneori întrebuințare și la consolidarea elementelor comprimate sau a zonei comprimate a elementelor de beton armat (arce, grinzi cu zăbrele și cadre).

3. Calculul stâlpilor (după stadiul de rupere)

a) *Formule de bază*

Pe baza experiențelor efectuate cu stâlpi fretați, s'a stabilit că rezistența acestor stâlpi se compune din trei părți:

a) rezistența betonului cuprins de fretă (sâmburele);

b) rezistența armăturii longitudinale, încărcată până la limita de curgere;

c) rezistența fretei (cu secțiunea echivalentă) încărcată până la limita de curgere.

In conformitate cu aceste date, prescripțiile N și TU dau, pentru calculul stâlpilor fretați următoarea formulă:

$$N_r = kN = R_{pr}\, F_s + \sigma_c\, F_a + 2{,}5 \cdot \sigma_c \cdot F_f \qquad (196)$$

în care F_s este secțiunea sâmburelui de beton din interiorul fretei;

F_a — secțiunea armăturii longitudinale;

2,5 — coeficientul de eficacitate al fretei;

F_f — secțiunea convențională a fretei (echivalentă cu o armătură longitudinală, având un volum egal cu volumul fretei), care se obține prin împărțirea volumului unei spire la pasul ei (fig. 175).

Secțiunea F_f se exprimă prin formula:

$$F_f = \frac{\pi \cdot d_s \ f_f}{s} \qquad (197)$$

în care d_s este diametrul sâmburelui de beton;
f_f — suprafața secțiunii transversale a fretei;
s — pasul fretei.

Efortul unitar în fretă se ia la limita de curgere, egal cu valoarea limitei de curgere a armăturii longitudinale. Normele stabilite în alte țări prevăd rezistențe admisibile în fretă mai mari (cu 30% și mai mult). Pe de altă parte, însă, potrivit acestor norme, pentru beton se ia coeficientul de siguranță 3; în normele din U.R.S.S. s'a adoptat coeficientul de siguranță obișnuit $k = 2$.

După cum arată cercetările efectuate de Institutul ȚNIPS, formula (196) dă rezultate care se apropie mult de valoarea încărcării de rupere efective.

In conformitate cu prescripțiile N și TU, încărcarea admisibilă pe un stâlp cu fretă trebue să fie de cel mult 1,5 ori mai mare decât încărcarea pe un stâlp de același fel, cu etrieri obișnuiți, adică:

$$N = \frac{1}{k} R_{pr} \left(F_s + \frac{\sigma_c}{R_{pr}} F_a + \frac{2{,}5 \cdot \sigma_c \cdot F_f}{R_{pr}} \right) = \frac{1}{k} R_{pr} F'_i \leqslant 1{,}5 \ \frac{1}{k} R_{pr} F_i \qquad (196')$$

în care

$$F'_i = F_s + \frac{\sigma_c}{R_{pr}} F_a + \frac{2{,}5 \cdot \sigma_c}{R_{pr}} F_f$$

și

$$F_i = F_b + \frac{\sigma \cdot}{R_{pr}} F_a$$

Prin urmare, este necesar să fie respectată condiția

$$F_i \leqslant 1{,}5 \ F_i \ . \qquad (198)$$

Astfel se satisface condiție, ca să avem un coeficient de siguranță de 1,33 (pentru $k = 2{,}0$) la desprinderea stratului de acoperire.

Pentru stâlpii fretați cu un diametru mai mic decât 30 cm. coeficientul de siguranță se ia cu 25% mai mare.

Dacă încărcarea admisibilă pe stâlpul fretat este mai mică decât pentru stâlpul nefretat, calculul se face folosind formula (190) ca pentru un stâlp obișnuit.

b) *Calculul secțiunii*

La calculul secțiunii se stabilește, inainte de toate, coeficientul de armare; pentru armătura longitudinală, aceste este:

$\mu = \frac{F_a}{F_s}$, iar pentru fretă $\mu' = \frac{F_f}{F_s}$; după aceea se află F_s, transformând formula (196);

$$kN = F_s\left(R_{pr} + \frac{F_a \cdot \sigma}{F_s} + \frac{2{,}5\, F_f \cdot \sigma_c}{F_s} \right) = F_s\,(R_{pr} + \mu\sigma_c + 2{,}5\,\mu'\sigma_c) = F_s\, R'_i,$$

de unde

$$F_s = \frac{kN}{R_i'} = \frac{\pi d_s{}^2}{4}$$

și diametrul sâmburelui secțiunii

$$d_s = \sqrt{\frac{4\ kN}{\pi\, R_i'}} = 1{,}128\ \sqrt{F_s}; \qquad (199)$$

secțiunea armăturii longitudinale:

$$F_a = \mu\, F_s; \qquad (200)$$

secțiunea echivalentă a armăturii fretate:

$$F_f = \mu\, F_s \qquad (201)$$

In caz că pasul fretei este stabilit, secțiunea se găsește cu formula (197):

$$f_f = \frac{\pi\, d^2{}_f}{4} = \frac{F_f\ s}{\pi\, d} \qquad (202)$$

Dacă se dă diametrul fretei d_f, pasul fretei se determină cu ușurință cu ajutorul formulei (202)

$$s = \frac{f_f \cdot \pi\, d_s}{F_f}$$

care trebue să fie mai mic decât $\frac{d_s}{5}$ și mai mic decât 8 cm.

Este evident că cu cât armătura este mai puternică, cu atât va fi mai mic și diametrul sâmburelui d_s, și, prin urmare secțiunea stâlpului.

La calculul armăturii trebue respectate condițiile constructive indicate mai sus la punctul 2, precum și condiția

$$F'_i \leq 1{,}5\ F_i$$

Din cauză că armătura transversală din stâlpi este folosită mai economic decât cea longitudinală, în cazurile obișnuite armătura longitudinală este relativ slabă (0,8—1,2%) însă nu mai mică decât 0,5% din sâmburele secțiunii. In acele cazuri, însă, când stâlpul lucrează la încovoiere (de exemplu la construcții de planșee ciuperci), armătura longitudinală se execută mai puternică (până la 3%), iar în cazuri excepționale, procentul de armare longitudinală poate să atingă 8% (după cum admit unele norme

Scanned with OKEN Scanner

străine). Armătura din frete se ia rareori mai mică decât 0,8—1,0% (și nu mai mică decât 25% din secțiunea armăturii longitudinale). Deasemenea nu trebue să fie mai mare decât 2,5—3%. Limita superioară rezultă din faptul că este greu de executat o fretă dintr'o bară cu diametrul mai mare decât 16 mm, în cazul pasului minim admis $s = 4{,}5$ cm.

Pentru ușurarea calculului secțiunilor stâlpilor, se poate folosi tabela 28, în care sunt date valorile R_i'/k, pentru diferite mărci de beton.

c) *Verificarea rezistenței stâlpului*

Verificarea rezistenței stâlpului se reduce la determinarea coeficientului de siguranță cu ajutorul formulei:

$$k = \frac{N_r}{N} = \frac{R_{pr}F_i + \sigma_c \cdot F_a + 2{,}5 \cdot \sigma_c \cdot F_f}{N} \qquad (203)$$

4. Calculul la flambaj

Conform prescripțiunilor N. și TU, în cazul unui raport $\frac{l_0}{d} > 12$, calculul stâlpului fretat se face la fel ca și calculul stâlpilor cu armătura obișnuită, deoarece freta nu mărește rigiditatea stâlpului la încovoiere.

Tabela 28

Valoarea $\frac{R'_{pr}}{k}$, în funcție de marca betonului și de coeficienții de armare

($k = 2{,}0$; $\sigma_c = 2500$ kg cm²)

Marca betonului	R_{pr}	$\mu' = F_f : F_s$	$\mu = F_a : F_s$						
			0,008	0,010	0,012	0,015	0,020	0,025	0,030
140	108	0,01	95,25	97,75	100,25	103,99	110,25	116,50	122,75
170	125		103,75	106,25	108,71	112,46	118,71	124,96	131,21
200	145		113,85	116,34	118,83	122,58	128,83	135,08	141,33
250	175		128,69	131,19	133,68	136,99	143,68	149,93	156,18
140	108	0,02	126,50	129,00	131,49	135,24	141,50	147,75	154,00
170	125		134,96	137,46	139,95	143,74	149,95	156,20	162,45
200	145		145,08	147,58	150,07	153,86	160,07	166,32	172,57
250	175		159,93	162,43	164,92	168,71	174,92	181,17	187,42
140	108	0,03	157,75	160,25	162,75	166,25	172,72	179,00	185,25
170	125		166,20	168,70	171,19	174,94	181,08	187,44	193,69
200	145		176,32	178,82	181,31	185,06	191,20	197,56	203,81
250	175		191,17	193,67	196,16	199,91	206,05	212,41	218,66

Exemplul 19. Să se determine încărcarea admisibilă pentru un stâlp fretat, cu secțiune transversală (fig. 175) având $D = 45$ cm, $d_s = 40$ cm, $d = 15$ mm, $d_f = 10$ mm și $s = 5$ cm; beton, marca 140; oțel, marca St. 0

Pentru condițiile date, avem:

$$F_b = \frac{8D^2 \operatorname{tg} 22{,}5^\circ}{4} = \frac{8 \cdot 0{,}414}{4} 45^2 = 1678 \text{ cm}^2;$$

$$F_s = \frac{3{,}14 \cdot 40^2}{4} = 1256 \text{ cm}^2;$$

$F_a = 14{,}14$ cm² (8 ∅ 15);

$f_f = 0{,}79$ cm²;

$$F_f = \frac{3{,}14 \cdot 40}{5} 0{,}79 = 19{,}84 \text{ cm}^2.$$

In cazul de față sunt satisfăcute condițiile de bază pentru stâlpii fretați.

$$s < \frac{d_s}{5}$$ și mai mic decât 8 cm; $F_a > 0{,}005\ F_b$,

deaceea este posibilă aplicarea formulei (196)

$$F'_i = F_s + \frac{\sigma_c}{R_{pr}} F_a + \frac{2{,}5\ \sigma_c}{R_{pr}} F_f = 1256 + \frac{2500}{108} 14{,}14 + \frac{2{,}5 \cdot 2500}{108} 19{,}84 = 2731 \text{ cm}^2$$

$$F_i = F_b + \frac{\sigma_c}{R_{pr}} F_a = 1678 + 327 = 2005 \text{ cm}^2.$$

Condiția $F'_i \leqslant 1{,}5\ F_i$ este deasemenea satisfăcută, pentrucă $2731 < 1{,}5 \cdot 2005 = 3008$.

Pentru $k = 2{,}0$ aplicând formula (196) avem:

$$N = \frac{1}{k} R_{pr} F_1' = \frac{1}{2{,}0} 108 \cdot 2731 = 147500 \text{ kg} \approx 147 \text{ t}.$$

Dacă cantitatea de oțel consumată pentru un stâlp fretat se va prevedea numai sub formă de bare longitudinale, încărcarea admisibilă pe stâlp, calculată cu ajutorul formulei (190), se reduce la valoarea:

$$N = \frac{R_{pr}}{k}\left(F_b + \frac{\sigma_c}{R_{pr}} F_a\right) = \frac{108}{2{,}0}\left(1678 + \frac{2500}{108} 33{,}9^*\right) = 133{,}0 \text{ t}.$$

Această comparație arată economia obținută la folosirea oțelului-beton sub formă de fretă, chiar dacă nu se ia în considerare faptul că în al doilea caz, afară de barele longitudinale, va fi mai necesară o oarecare cantitate de metal pentru etrieri, de care nu s'a ținut seamă aici.

Exemplul 20. Să se proiecteze un stâlp fretat, cu secțiunea octogonală, pentru o încărcare $N = 147$ t, cu beton marca 140 și armătura executată din oțel marca St. 0.

Se fixează coeficientul de armare al armăturii longitudinale $p = 1\%$ și al celei fretate $p' = 1{,}5\%$.

După formula (196):

$$N = \frac{1}{2{,}0} F_a (108 + 0{,}01 \cdot 2500 + 2{,}5 \cdot 0{,}015 \cdot 2500) = 113{,}97\ F_s$$

Din tabela 28 (interpolând) avem, deasemenea, $N = 113{,}37\ F_s$
de unde

$$F_s = \frac{147\,000}{113{,}37} = 1297 \text{ cm}^2 \text{ și } d_s = 1{,}128\ \sqrt{1297} = 40{,}5 \text{ cm};$$

$D = 40{,}5 + 1{,}0 + 1{,}75 \cdot 2 = 45$ cm;
$F_a = \mu F_s = 0{,}01 \cdot 1297 = 12{,}97$ cm²;
Se ia 8 ∅ 14 ($F_a = 12{,}30$ cm²)
$F_f = \mu' \cdot F_s = 0{,}015 \cdot 1297 = 19{,}46$ cm².
Se ia: ~~$d_f = 10$ mm ($f_f = 0{,}79$ cm²)~~ pasul spiralei $s = 5$ cm; atunci

$$f = \frac{\pi d_f^2}{4} = \frac{F_f \cdot s}{\pi \cdot d_s} = \frac{19{,}46 \cdot 5}{3{,}14 \cdot 40{,}5} = 0{,}76 \text{ cm}^2.$$

Se ia: $d_f = 10$ mm ($f_f = 0{,}79$ cm²).

§ 29. CALCULUL ELEMENTELOR COMPRIMATE CENTRIC CONFORM PROIECTULUI DE „CODEX AL DISPOZIȚIILOR OFICIALE"

In cele ce urmează se vor da formulele stabilite pentru calculul după starea limită a stâlpilor cu armătură elastică, supuși la compresiune axială.

1. Pentru stâlpii cu armătură longitudinală și cu etrieri:

$$N \leq m\ (\overline{R}_{pr}\ F_b + m_a\ \overline{R}_a\ F_a) \qquad (204)$$

Pentru $\frac{l_0}{b} > 14$, se introduce în partea dreaptă a formulei (204) coeficientul de flambaj φ din tabela 27.

In condiții normale de solicitare a stâlpului, se poate lua $m = m_a = 1$.

2. Pentru stâlpii cu armătură transversală (cu armare indirectă) sub formă de fretă sau de inele sudate:

$$N \leq m\ (\overline{R}_{pr} F_s + m_a \overline{R}_a F_a + 2{,}5\ m_{af} \overline{R}_{af} F_f), \qquad (204')$$

în care

$$F_f = \frac{\pi \cdot d_s \cdot f_f}{s}.$$

Pentru $\frac{l_0}{d} > 12$, influența fretei nu se ia în considerare în calcul, iar acesta se face după formula (204).

In condiții normale de solicitare a stâlpului, se poate lua $m = m_a = m_{af} = 1$.

Din tabela 28 (interpolând) avem, deasemenea, $N = 113{,}37\ F_s$ de unde

$$F_s = \frac{147\,000}{113{,}37} = 1297 \text{ cm}^2 \text{ şi } d_s = 1{,}128\ \sqrt{1297} = 40{,}5 \text{ cm};$$

$D = 40{,}5 + 1{,}0 + 1{,}75 \cdot 2 = 45$ cm;
$F_a = \mu\ F_s = 0{,}01 \cdot 1297 = 12{,}97$ cm²;
Se ia 8 ∅ 14 ($F_a = 12{,}30$ cm²)
$F_f = \mu' \cdot F_s = 0{,}015 \cdot 1297 = 19{,}46$ cm².
Se ia: $d_f =$ ~~10 mm~~ pasul spiralei ~~($f_f = 0{,}79$ cm²)~~ S = 5 cm ; atunci

$$f = \frac{\pi d_f^2}{4} = \frac{F_f \cdot s}{\pi \cdot d_s} = \frac{19{,}46 \cdot 5}{3{,}14 \cdot 40{,}5} = 0{,}76 \text{ cm}^2.$$

Se ia: $d_f = 10$ mm ($f_f = 0{,}79$ cm²).

§ 29. CALCULUL ELEMENTELOR COMPRIMATE CENTRIC CONFORM PROIECTULUI DE „CODEX AL DISPOZIŢIILOR OFICIALE"

In cele ce urmează se vor da formulele stabilite pentru calculul după starea limită a stâlpilor cu armătură elastică, supuşi la compresiune axială.

1. Pentru stâlpii cu armătură longitudinală şi cu etrieri:

$$N \leq m\ (\overline{R}_{pr}\ F_b + m_a\ \overline{R}_a\ F_a) \qquad (204)$$

Pentru $\frac{l_0}{b} > 14$, se introduce în partea dreaptă a formulei (204) coeficientul de flambaj φ din tabela 27.

In condiţii normale de solicitare a stâlpului, se poate lua $m = m_a = 1$.

2. Pentru stâlpii cu armătură transversală (cu armare indirectă) sub formă de fretă sau de inele sudate:

$$N \leq m\ (\overline{R}_{pr}\ F_s + m_a\ \overline{R}_a\ F_a + 2{,}5\ m_{af}\ \overline{R}_{af}\ F_f), \qquad (204')$$

în care

$$F_f = \frac{\pi \cdot d_s \cdot f_f}{s}.$$

Pentru $\frac{l_0}{d} > 12$, influenţa fretei nu se ia în considerare în calcul, iar acesta se face după formula (204).

In condiţii normale de solicitare a stâlpului, se poate lua $m = m_a = m_{af} = 1$.

Exemplul 21. Să se calculeze secțiunea unui stâlp după datele din exemplul 17.

Se fixează: coeficientul de suprasolicitare $n = 1{,}20$; rezistența de calcul a betonului $\overline{R}_{pr} = 108 \cdot 0{,}55 \approx 60$ kg/cm²; rezistența de calcul a armăturii din oțel, marca St. 0, $\overline{R}_a = 1600$ kg/cm²; $N = nN^n = 1{,}20 \cdot 135 \approx 162$ t. Pentru $p = 1\%$:

$$F_b = \frac{N}{\overline{R}_{pr} + \mu\, \overline{R}_a} = \frac{162\,000}{60 + 0{,}01 \cdot 1600} = 2130 \text{ cm}^2,$$

de unde

$$b = \sqrt{2130} \approx 45 \text{ cm};$$

$$F_a = 0{,}01 \cdot 2025 = 20{,}25 \text{ cm}^2,$$

adică rezultatele sunt aceleași ca și în cazul calculului făcut după stadiul de rupere.

Exemplul 22. Să se determine valoarea încărcării admisibile (normate) pe un stâlp corespunzând datelor din exemplul 19.

Se ia $n = 1{,}2$; $\overline{R}_{pr} = 108 \cdot 0{,}55 \approx 60$ kg/cm²; $\overline{R}_a = 1600$ kg/cm².

Conform formulei (204'), avem:

$$N = nN^n = 60 \cdot 1256 + 1600 \cdot 14{,}14 + 2{,}5 \cdot 1600 \cdot 19{,}84 = 177400 \text{ kg} = 177{,}4 \text{ t}$$

$$N^n = \frac{177{,}4}{12} = 147{,}8 \text{ t}.$$

Luând coeficientul de suprasolicitare $n = 1{,}2$, se obține și de data aceasta, aproape același rezultat ca și în exemplul 19.

§ 30. ELEMENTE INTINSE CENTRIC

1. Considerații generale

Elementele care lucrează la întindere se întâlnesc la construcții din beton armat sub formă de tiranți (la cadre, bolți, cupole), de tiranți verticali de suspensie, în barele întinse ale grinzilor cu zăbrele, la conducte forțate, la rezervoarele cilindrice etc.

Având în vedere rezistența mică pe care o are betonul la eforturi de întindere, la aceste elemente se dă armăturii toată întinderea piesei. La unele elemente însă (tiranți, tiranți de suspensie etc.) chiar în aceste condiții se pot admite fisuri capilare, în timp ce la altele (tuburi, rezervoare, conducte pentru gaze etc.), fisurile sunt inadmisibile. Pe baza celor de mai sus, calculul se face după două metode diferite.

2. Calculul elementelor, la care se admit fisuri capilare

In aceste cazuri, betonul servește numai ca un înveliș pentru apărarea armăturii de coroziune și de foc, iar pentru a evita apariția fisurilor longitudinale, secțiunea de beton este adeseori prevăzută cu etrieri sau este fretată. Capetele barelor întinse trebue să fie bine ancorate în beton, cu

ajutorul ciocurilor sau al unor ancoraje speciale; înnădirile trebue să fie deasemenea solide ca și la construcțiile metalice; această condiție se poate realiza prin sudare, nituire sau, întrebuințând manșoane de strângere.

In caz că secțiunea armăturii este F_a limita de curgere a oțelului σ_c și coeficientul de siguranță k, efortul de rupere va fi:

$$N_r = kN = F_a \cdot \sigma_c,$$

iar efortul admisibil:

$$N = \frac{F_a \cdot \sigma_c}{k} \qquad (205)$$

Dimpotrivă, dacă se cunoaște efortul admisibil, secțiunea armâturii va fi:

$$F_a = \frac{kN}{\sigma_c} \qquad (206)$$

3. Calculul elementelor la care fisurile capilare nu sunt admise

In acest caz, secțiunea armăturii depinde, deasemenea, de condiția de a putea prelua toate eforturile de întindere; se va face însă suplimentar verificarea la siguranța împotriva apariției fisurilor în beton.

Dacă se pune o astfel de condiție, pentru a se păstra starea monolitică a elementului, lungirile betonului și ale armăturii trebue să fie egale, adică $\varepsilon_t = \varepsilon_a$. Presupunând că în momentul formării fisurilor, lungirea specifică limită a betonului va fi de ordinul $\varepsilon_t = 0{,}0001$, efortul unitar în armătură va fi în acest moment:

$$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a = E_a \cdot \varepsilon_t = 2\,100\,000 \cdot 0{,}0001 \approx 200 \text{ kg/cm}^2.$$

Prin urmare, efortul limită la care apar fisurile va fi egal cu:

$$N_f = k_f N = R_t F_b + 200 F_a = R_t F_b \left(1 + \frac{200\,\mu}{R_t}\right) \qquad (207)$$

Pentru un coeficient de siguranță, la apariția fisurilor k_f, efortul admisibil va fi:

$$N = \frac{N_r}{K_f} = \frac{R_t \cdot F_b + 200 \cdot F_a}{k_f}. \qquad (207')$$

După prescripțiile N și TU, coeficientul de siguranță k_f, pentru o presiune până la 1 atmosferă, se ia $k_f = 1{,}30$; pentru o presiune mai mare decât 1 atmosferă, coeficientul de siguranță k_f se ia după indicații speciale.

La stabilirea coeficientului de siguranță, au fost luate în considerare atât experiențele anterioare, cât și experiențele efectuate la laboratorul de construcții de beton armat al Institutului TNIPS, făcute cu prisme armate supuse la întindere.

Momentul apariției fisurilor se stabilește în funcție de modificarea deformațiilor elastice ale epruvetelor; la apariția fisurilor, chiar a celor invizibile cu ochiul liber, se observau frângeri la curbele deformațiilor, fapt care indica o reducere a rigidității epruvetei.

ajutorul ciocurilor sau al unor ancoraje speciale; înnădirile trebue să fie deasemenea solide ca și la construcțiile metalice; această condiție se poate realiza prin sudare, nituire sau, întrebuințând manșoane de strângere.

In caz că secțiunea armăturii este F_a limita de curgere a oțelului σ_c și coeficientul de siguranță k, efortul de rupere va fi:

$$N_r = kN = F_a \cdot \sigma_c,$$

iar efortul admisibil:

$$N = \frac{F_a \cdot \sigma_c}{k} \qquad (205)$$

Dimpotrivă, dacă se cunoaște efortul admisibil, secțiunea armăturii va fi:

$$F_a = \frac{kN}{\sigma_c} \qquad (206)$$

3. Calculul elementelor la care fisurile capilare nu sunt admise

In acest caz, secțiunea armăturii depinde, deasemenea, de condiția de a putea prelua toate eforturile de întindere; se va face însă suplimentar verificarea la siguranța împotriva apariției fisurilor în beton.

Dacă se pune o astfel de condiție, pentru a se păstra starea monolitică a elementului, lungirile betonului și ale armăturii trebue să fie egale, adică $\varepsilon_t = \varepsilon_a$. Presupunând că în momentul formării fisurilor, lungirea specifică limită a betonului va fi de ordinul $\varepsilon_t = 0{,}0001$, efortul unitar în armătură va fi în acest moment:

$$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a = E_a \cdot \varepsilon_t = 2\,100\,000 \cdot 0{,}0001 \approx 200 \text{ kg/cm}^2.$$

Prin urmare, efortul limită la care apar fisurile va fi egal cu:

$$N_f = k_f N = R_t F_b + 200 F_a = R_t F_b \left(1 + \frac{200\,\mu}{R_t}\right) \qquad (207)$$

Pentru un coeficient de siguranță, la apariția fisurilor k_f, efortul admisibil va fi:

$$N = \frac{N_r}{K_f} = \frac{R_t \cdot F_b + 200 \cdot F_a}{k_f}. \qquad (207')$$

După prescripțiile N și TU, coeficientul de siguranță k_f, pentru o presiune până la 1 atmosferă, se ia $k_f = 1{,}30$; pentru o presiune mai mare decât 1 atmosferă, coeficientul de siguranță k_f se ia după indicații speciale.

La stabilirea coeficientului de siguranță, au fost luate în considerare atât experiențele anterioare, cât și experiențele efectuate la laboratorul de construcții de beton armat al Institutului TNIPS, făcute cu prisme armate supuse la întindere.

Momentul apariției fisurilor se stabilește în funcție de modificarea deformațiilor elastice ale epruvetelor; la apariția fisurilor, chiar a celor invizibile cu ochiul liber, se observau frângeri la curbele deformațiilor, fapt care indica o reducere a rigidității epruvetei.

Formula (207) necesită o precizare în viitor, mai ales pentru mărcile superioare de beton, deoarece nu se cunosc exact valorile limită ale lungirilor specifice.

Coeficientul maxim admisibil de armare al elementului, la care nu apar încă fisuri, poate fi determinat în modul următor:

Din condiția care cere ca încărcarea admisibilă, găsită din calculul la apariția fisurilor $\left(\frac{N_f}{k_f}\right)$, să nu fie mai mică decât încărcarea determinată din condiția de transmitere a întregului efort de întindere asupra armăturii rezultă:

$$N = \frac{\sigma_c F_a}{k} \leq \frac{R_t F_b}{k_f} + \frac{E_a \cdot \varepsilon_t \cdot F_a}{k_f} .$$

Impărțind ambele părți ale egalității cu F_b obținem:

$$\frac{n\sigma_c}{k} \leq \frac{R_t}{k_f} + \frac{\mu \cdot E_a \cdot \varepsilon_t}{k_f},$$

de unde

$$\mu \leq \frac{\frac{R_t}{k_f}}{\frac{\sigma_c}{k} - \frac{E_a \cdot \varepsilon_t}{k_f}} = \frac{R_t}{\frac{k_f}{k}\sigma_c - E_a \varepsilon_t} \qquad (208)$$

De exemplu, pentru St. O și un beton de marcă 140, în cazul când $k = 1{,}8$ și $k_f = 1{,}3$.

$$\mu = \frac{13}{\frac{1{,}3}{1{,}8} \cdot 2500 - 2\,100\,000 \cdot 0{,}001} = 0{,}0082 \quad (p = 0{,}82\%)$$

In tabela 29 sunt date procentele maxime de armare ale elementelor întinse pentru armătura de oțel marca St. O.

Tabela 29

Procentele maxime de armare ale elementelor întinse în funcție de marca betonului ($k_f = 1{,}3$; oțel marca St. O.)

Procentul de armare pentru betonul de marca						
110	140	170	200	250	300	400
0,69	0,82	0,94	1,07	1,25	1,44	1,69

Scanned with OKEN Scanner

Exemplul 23. Se cere să se determine secțiunea minimă a betonului și a armăturii în elementul supus la o forță axială de întindere $N = 17$ t, în ipoteza că fisurile în beton nu sunt admisibile. Beton marca 140; armătura St.0.

$$F_a = \frac{kN}{\sigma_c} = \frac{1{,}8 \cdot 17\,000}{2500} = 12{,}24 \text{ cm}^2;$$

din formula (207') avem:

$$N = \frac{R_t F_b + 200 F_a}{k_f} = \frac{13 F_b + 200 \cdot 1{,}24}{1{,}3} = 17\,000 \text{ kg.}$$

de unde

$$F_b = \frac{17\,000 \cdot 1{,}3 - 200 \cdot 12{,}24}{13} = 1512 \text{ cm}^2$$

In cazul secțiunii pătrate a elementului:

$$a = \sqrt{1512} \approx 40 \text{ cm}$$

se ia: 4 Ø 20 ($F_a = 12{,}56$ cm²),

Procentul de armare:

$$\mu = \frac{12{,}56 \cdot 100}{40^2} = 0{,}79\%.$$

Conform tabelei 29, betonului de marcă 140 îi corespunde un procent de armare limită de 0,82%.

4. Calculul elementelor supuse la întindere axială conform proiectului de „Codex al Dispozițiilor Oficiale"

La calculul elementelor întinse centric, se admite că la starea limită tot efortul este preluat de armătură. Formula de calcul are forma:

$$N \leq m m_a \overline{R}_a F_a \qquad (209)$$

Valoarea efortului de calcul la formarea fisurilor poate fi determinată după formula obținută prin transformarea formulei (207), introducând coeficientul condițiilor de lucru m și a rezistenței de calcul la întindere $\overline{R}_t$:

$$N_f \leq m \overline{R}_t F_b \left(1 + \frac{\varepsilon_t \cdot E_a}{\overline{R}_t} \frac{F_a}{F_b}\right). \qquad (210)$$

In acest caz, se poate considera că modulul de elasticitate la întindere este

$$\frac{\overline{R}_t}{\varepsilon_t} = 0{,}5 . E_b \qquad (211)$$

In această formulă, E_b este valoarea de calcul a modulului de elasticitate al betonului la compresiune, care corespunde rezistenței minime posibile a betonului, adică rezistenței cubice normale, înmulțită cu coeficientul de omogenitate al betonului k_b. De exemplu, pentru un beton de marca 300

$$300\, k_b = 300 \cdot 0{,}65 = 195 \text{ kg/cm}^2;$$

valoarea de calcul a lui E_b poate fi luată din tabela 3, ca și pentru betonul de marca 200, egală cu 290 000 kg/cm².

Efortul de calcul pentru verificarea formării fisurilor se determină după încărcările normate cu un coeficient de supraîncărcare $n = 1$.

Coeficientul condițiilor de lucru m se ia egal cu 1,7.

Scanned with OKEN Scanner

CAPITOLUL VIII.

ELEMENTE COMPRIMATE EXCENTRIC ŞI INTINSE EXCENTRIC

§ 31. ALCATUIREA STÂLPILOR COMPRIMAŢI EXCENTRIC

La construcţiile industriale, şi anume la clădirile având numai parter, este foarte răspândită executarea mixtă a acestora din stâlpi de beton armat, din grinzi de fundaţie şi de rulare şi din planşee de acoperiş, aşezate pe ferme metalice şi, uneori pe ferme de lemn.

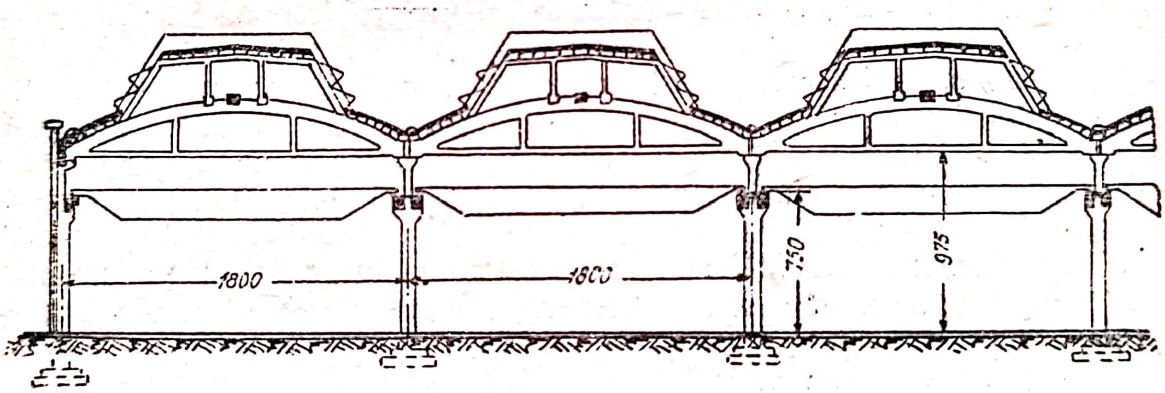


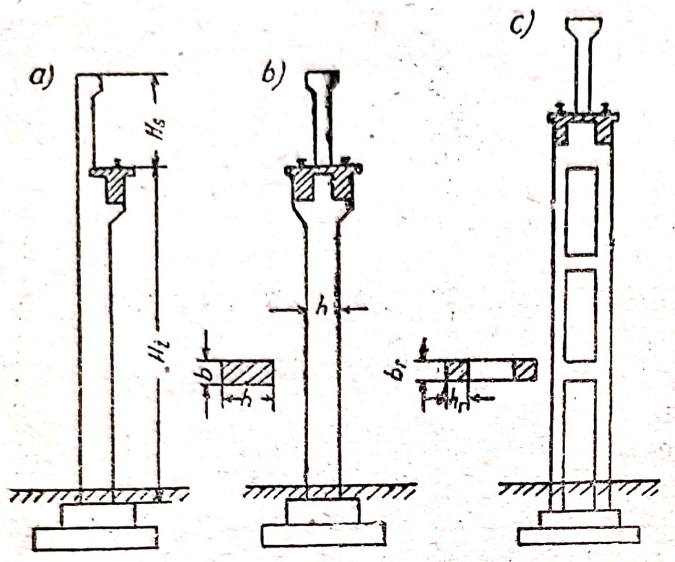
Fig. 179. Secţiunea transversală prin zona de incendiu a unei clădiri industriale, având numai parter

In acest din urmă caz, sunt obligatorii zonele de incendiu, la ale căror acoperişuri se întrebuinţează ferme prefabricate din beton armat sau arce (fig. 179). Astfel de acoperişuri se întâlnesc uneori şi pe toată clădirea[1]). La toate aceste clădiri stâlpii marginali (de lângă pereţi) (fig. 180, *a*) preiau forţe verticale şi orizontale transmise de acoperiş, pod rulant şi presiunea vântului asupra peretelui, iar cei dela mijloc (fig. 180, *b*), simetrici sau nesimetrici, preiau încărcarea dela podul rulant şi acoperiş; atât stâlpii marginali cât şi cei dela mijloc sunt supuşi la încărcări excentrice. Existenţa grinzilor de rulare, aşezate la o oarecare înălţime intermediară, obligă să se prevadă la stâlpi console, deasupra cărora stâlpul (partea de deasupra podului rulant) se execută deobicei cu o secţiune mai mică.

Stâlpii comprimaţi excentric, monoliţi şi prefabricaţi se execută deobicei cu secţiunea dreptunghiulară plină, iar uneori şi dubli (fig. 180, *c*).

[1]) Vezi fig. 383.

Pentru asigurarea stabilității stâlpilor izolați, este necesară o încastrare rigidă a acestora în fundație. Aceasta din urmă poate fi de beton, beton armat, iar uneori (în cazul fundării la adâncime mare), partea superioară se execută din beton armat, iar acea inferioară, din zidărie de piatră brută.



Figg. 180. Diferite tipuri de stâlpi de beton armat: a — stâlp marginal; b — stâlp central; c — stâlp dublu

Toate aceste categorii de stâlpi pot fi împărțite în două grupe: a) stâlpi care nu au la partea superioară o fixare care să împiedice deplasarea transversală, de exemplu, stâlpii liberi ai estacadelor, stâlpii în formă de T la clădirile cu luminatoare trapezoidale și b) stâlpii care au o astfel de fixare, de exemplu la clădiri acoperite cu arce sau ferme de beton armat, ferme metalice sau cu ferme de lemn din segmenți.

In ce privește acțiunea încărcărilor asupra stâlpilor, există următoarele cazuri:

a) la un stâlp liber (fig. 181, *a*) încărcarea verticală care acționează asupra consolei produce un moment de încovoiere, care se repartizează pe toată partea stâlpului dela consolă până la fundație; în acest caz se nasc dinspre partea consolei eforturi unitare de compresiune, iar la partea opusă, eforturi unitare de întindere;

b) dacă asupra aceluiași stâlp acționează și încărcări orizontale, momentul dat de încărcările orizontale crește spre partea inferioară (fig. 181, *b*);

c) dacă stâlpul este articulat la partea superioară printr'o articulație fixă care se opune la deplasarea transversală, diagrama reprezentând încărcarea provenită din podul rulant capătă forma arătată în figura 181, *c*.

In funcție de eforturile care apar, se calculează secțiunea stâlpului și se așează armătura. Deobicei, stâlpii se execută pe porțiunea dela fundație până la grinda de rulare cu secțiunea constantă, iar de variația eforturilor se ține seamă prin modificarea secțiunii armăturii (fig. 182).

Secțiunea dreptunghiulară a stâlpului se ia deobicei astfel, încât raportul dintre laturi să fie dela 1,5 până la 3, cu latura mare în direcția de acțiune a momentului. Totodată, înălțimea secțiunii dreptunghiulare se ia, atunci când nu trece de 80 cm, multiplu de 5 cm, iar dacă depășește 80 cm, multiplu de 10 cm; lățimea secțiunilor se ia multiplu de 5 cm.

Pentru asigurarea rigidității necesare a stâlpilor pe ambele direcții, se recomandă următoarele raporturi limită dintre dimensiunile secțiunii transversale.

1. pentru stâlpi, în hale fără poduri rulante:

$$\frac{h}{H}=\frac{1}{25} \text{ și } \frac{b}{H}=\frac{1}{25},$$

în care H este înălțimea întreagă a stâlpului, considerat dela partea superioară a fundației;

b și h sunt respectiv, lățimea și înălțimea secțiunii transversale;

2. Pentru stâlpi în hale, cu poduri rulante:

$\frac{h_i}{H_i} = \frac{1}{12} \div \frac{1}{14}$ — în cazul unor poduri rulante, cu o putere de ridicare până la 10 t;

$\frac{h_i}{H_i} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{12}$ — în cazul unor poduri rulante, cu o putere de ridicare mai mare de 10 t;

$\frac{b_i}{H_i} = \frac{1}{25}$ — pentru toate celelalte cazuri.

H_i este înălțimea stâlpului dela partea superioară a fundației până la partea superioară a grinzii de rulare;

h_i și b_i sunt dimensiunile secțiunii părții inferioare a stâlpului.

In acest caz, pentru a se asigura o suprafață suficientă de rezemare a grinzilor de rulare, lățimea secțiunilor stâlpilor nu trebue să fie mai mică: decât 35 cm, pentru poduri rulante cu o putere de ridicare până la 5 t și grinzi de rulare metalice; decât 40 cm, pentru poduri rulante până la 10 t și grinzi de rulare de beton armat, iar în cazul podurilor rulante cu o putere de ridicare care depășește 10 t, lățimea stâlpilor trebue să fie mai mare decât 45 cm.

Armătura de rezistență se așează dealungul laturilor scurte ale secțiunii. Ca și la stâlpii cu încărcare axială, barele de rezistență trebue alese de preferință cu diametri mari, și în așa fel, încât distanțele (lumina) dintre bare să nu fie mai mici decât 5 cm, pentru a se permite ca betonul să treacă liber printre bare.

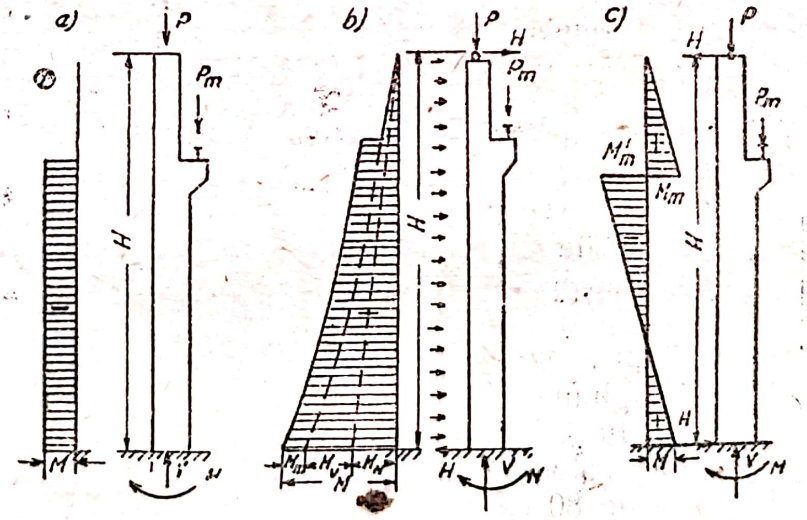


Fig. 181. Scheme de acțiune a încărcărilor asupra stâlpilor:
a — stâlp liber; b — idem, în cazul acționării unor forțe orizontale; c — stâlp cu reazem articulat la partea superioară

Dealungul laturilor lungi ale secțiunii (dacă nu este prevăzută o armătură de rezistență) se prevede o armătură constructivă, cu diametrul de cel puțin 16 mm și la o distanță de cel puțin 40 cm.

Pentru simplificarea executării lucrărilor, barele longitudinale ale stâlpilor se duc numai până la fundație, înnădindu-se prin suprapunere cu

în care H este înălțimea întreagă a stâlpului, considerat dela partea superioară a fundației;

b și h sunt respectiv, lățimea și înălțimea secțiunii transversale;

2. Pentru stâlpi în hale, cu poduri rulante:

$\frac{h_i}{H_i} = \frac{1}{12} \div \frac{1}{14}$ — în cazul unor poduri rulante, cu o putere de ridicare până la 10 t;

$\frac{h_i}{H_i} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{12}$ — în cazul unor poduri rulante, cu o putere de ridicare mai mare de 10 t;

$\frac{b_i}{H_i} = \frac{1}{25}$ — pentru toate celelalte cazuri.

H_i este înălțimea stâlpului dela partea superioară a fundației până la partea superioară a grinzii de rulare;

h_i și b_i sunt dimensiunile secțiunii părții inferioare a stâlpului.

In acest caz, pentru a se asigura o suprafață suficientă de rezemare a grinzilor de rulare, lățimea secțiunilor stâlpilor nu trebue să fie mai mică: decât 35 cm, pentru poduri rulante cu o putere de ridicare până la 5 t și grinzi de rulare metalice; decât 40 cm, pentru poduri rulante până la 10 t și grinzi de rulare de beton armat, iar în cazul podurilor rulante cu o putere de ridicare care depășește 10 t, lățimea stâlpilor trebue să fie mai mare decât 45 cm.

Armătura de rezistență se așează dealungul laturilor scurte ale secțiunii. Ca și la stâlpii cu încărcare axială, barele de rezistență trebue alese de preferință cu diametri mari, și în așa fel, încât distanțele (lumina) dintre bare să nu fie mai mici decât 5 cm, pentru a se permite ca betonul să treacă liber printre bare.

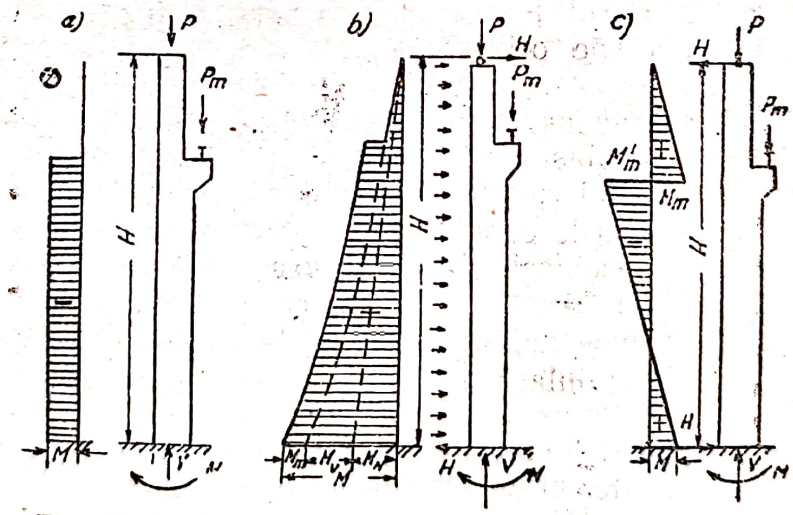


Fig. 181. Scheme de acțiune a încărcărilor asupra stâlpilor: a — stâlp liber; b — idem, în cazul actionării unor forțe orizontale; c — stâlp cu reazem articulat la partea superioară

Dealungul laturilor lungi ale secțiunii (dacă nu este prevăzută o armătură de rezistență) se prevede o armătură constructivă, cu diametrul de cel puțin 16 mm și la o distanță de cel puțin 40 cm.

Pentru simplificarea executării lucrărilor, barele longitudinale ale stâlpilor se duc numai până la fundație, înnădindu-se prin suprapunere cu

mustăţile din fundaţie pe o lungime de cel puţin 30 diametri. Dacă numărul de bare nu trece de 8, înnădirile se execută la acelaşi nivel; dacă numărul de bare este cuprins între 9 şi 16, la două niveluri (etaje); dacă numărul de bare este mai mare, la trei niveluri diferite.

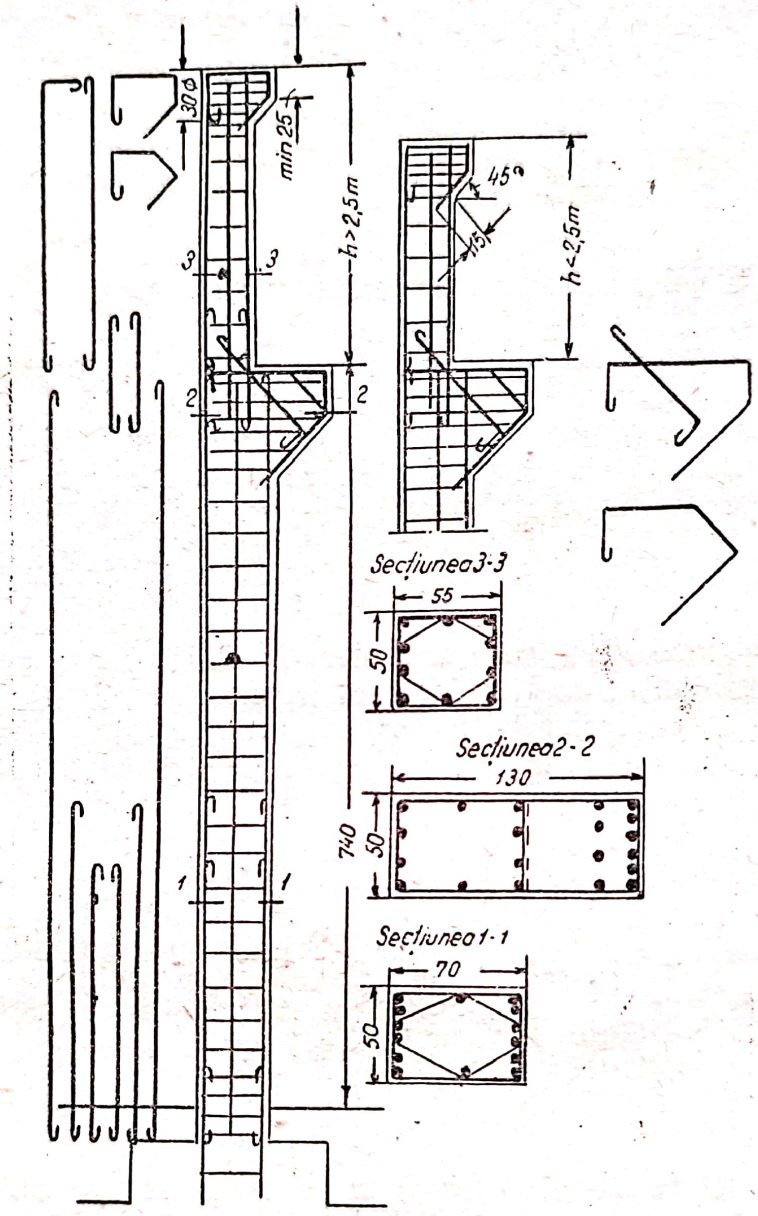


Fig. 182. Armarea stâlpului de beton armat

Partea superioară a stâlpului se termină printr'o consolă pentru a se forma reazeme pentru ferme; înălţimea consolei nu trebue să fie mai mică decât 25 cm.

La partea superioară, barele longitudinale se dispun ca şi la un stâlp cu încărcare axială. Dacă înălţimea acestei părţi a stâlpului nu este mai mare (până la aproximativ 2,5 m), barele de rezistenţă ale acesteia pot fi o continuare a armăturii părţii de jos; dacă însă partea de sus a stâlpului are o înălţime destul de mare, este indicat să se prevadă deasupra consolei

podului rulant o înnădire a armăturii, lăsând din partea inferioară a stâlpului numărul necesar de mustăți.

In ce privește etrierii, diametrul lor, distanțele dintre ei și forma lor, în general se iau după aceleași reguli ca și la stâlpii cu încărcare centrică.

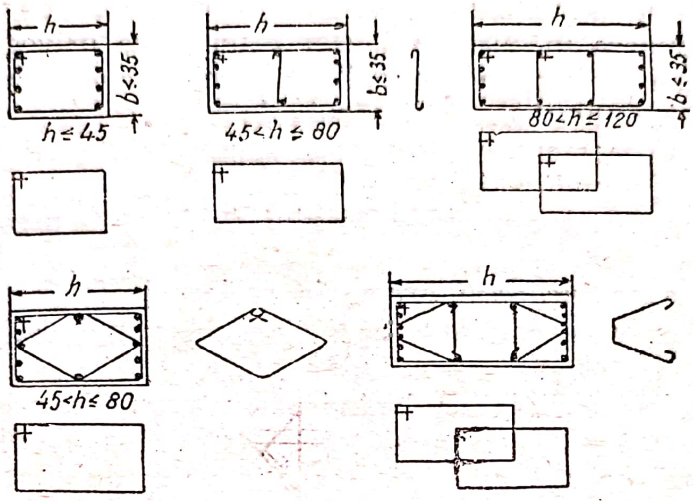


Fig. 183. Etrieri pentru stâlpi

La secțiuni cu dimensiunile până la 35×45 cm, și atunci când numărul de bare longitudinale de fiecare parte nu este mai mare decât 4, se prevăd etrieri simpli. Dacă $h > 45$ cm, este necesar să se prevadă etrieri suplimentari, a căror formă depinde de forma secțiunii și numărul barelor longitudinale constructive (fig. 183).

Cu privire la consolele (scurte) de rezemare a grinzilor de rulare, se remarcă că, pentru o lungime mai mică decât 10 cm, acestea pot fi executate fără vute; atunci când lungimea consolei este mai mare, vuta se execută deobicei cu un unghiu de 45° față de orizontală (sau mai mare).

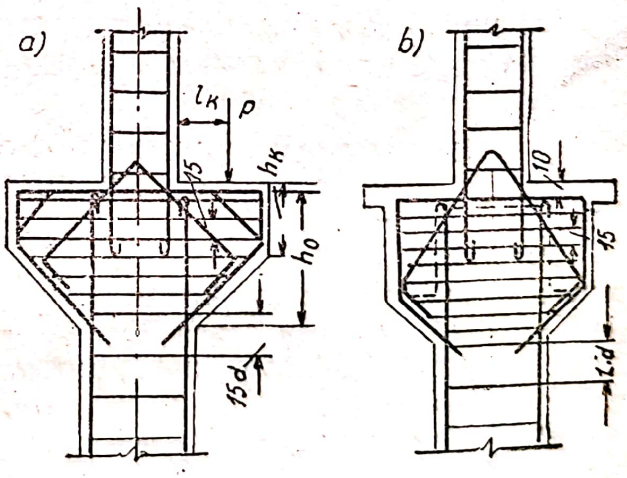


Fig. 184. Tipuri de console:
a — pentru grinzi de rulare prefabricate;
b — pentru grinzi monolite

Consolele, atât pentru grinzile de rulare metalice și de beton armat prefabricat (fig. 184, *a*), cât și pentru grinzile de beton armat monolitic (fig. 184, *b*), se recomandă să fie prevăzute cu etrieri orizontali $d = 6 - 10$ mm, la o distanță de 10—15 cm și cu bare ridicate. Acestea din urmă se așează sub un unghi de cel puțin 45° față de muchia superioară a consolei. La consolele scurte ($l_k < 0{,}9\ h_0$), secțiunea barelor (oblice) se determină cu ajutorul formulei:

$$F_0 = \frac{kQ}{\sigma_0 \sqrt{2}} \qquad (212)$$

Atunci când este satisfăcută condiția ca $\sigma_{pr} \leq \frac{R_t}{k_1}$, barele ridicate și etrierii se pun constructiv.

Stâlpii dubli (fig. 180, *c*) sunt executați din două părți unite prin diafragme orizontale de distanțare. In comparație cu stâlpii cu secțiunea plină, ei sunt într'o oarecare măsură mai economici în ce privește consumul de materiale, deoarece încărcarea provenită din grinzile de rulare se transmite deobicei centric dealungul axei fiecărui element.

Un neajuns al acestora poate fi considerat costul mai ridicat al cofrajelor și betonarea complicată.

Secțiunile tuturor elementelor stâlpului dublu sunt prevăzute cu armătură simetrică si cu etrieri.

Calculul stâlpilor încărcați excentric se face la forța axială și la momentul încovoietor, corespunzător cazurilor celor mai defavorabile de încărcare.

Metoda de calcul a stâlpilor depinde de construcția acoperișului, adică de faptul dacă există o fixare la partea superioară și de tipul stâlpilor — monolitici sau prefabricați, cu secțiunea plină sau dubli.

Stâlpii dubli se pot calcula prin trei metode: a) ca o construcție în cadre cu mai multe etaje, ținându-se seamă de flexibilitatea barelor orizontale-diafragme; b) ca o construcție în cadre cu diafragma superioară absolut rigidă; c) ca un stâlp cu secțiunea plină, considerând diafragmele absolut rigide.

Cea mai simplă soluție și în același timp suficient de exactă este aceea care consideră stâlpii dubli cu diafragme absolut rigide ca o bară cu secțiunea plină[1]).

Calculul secțiunilor stâlpilor comprimați excentric se face cu ajutorul formulelor date mai departe.

§ 32. REZULTATELE CERCETĂRILOR EXPERIMENTALE ALE INSTITUTULUI ȚNIPS

Până la încercările pe scară largă efectuate de Institutul ȚNIPS asupra elementelor comprimate excentric, s'au făcut relativ puține experiențe; există date privitoare la trei serii destul de reduse de experiențe, dintre care cele mai însemnate sunt experiențele lui Bach, care a încercat 42 de modele.

Pentru rezolvarea problemei metodei de calcul a elementelor de beton armat solicitate la compresiune excentrică în stadiul de rupere s'au efectuat încercări în 1935, la Institutul ȚNIPS, sub conducerea profesorului A. A. Gvozdev, cu aproximativ 90 de stâlpi de beton armat, armați diferit și cu 30 de prisme de beton simplu.

Din rezultatele acestor încercări sunt de remarcat următoarele:

S'a stabilit în primul rând că mărimea deformațiilor, atât în zona comprimată, cât și în cea întinsă, depinde, în foarte mare măsură de metoda și de durata încercării.

---

[1]) G. D. Dutov: Calculul stâlpilor dubli de beton armat, Operele Institutului LIICS, Ed. II, 1935.

Deformațiile măsurate imediat după aplicarea încărcării rămân proporționale cu încărcarea până în momentul ruperii, ca și la compresiunea axială. Deformațiile care au fost măsurate în cazul menținerii pentru un timp oarecare a încărcării, cresc mai repede decât aceasta din urmă; în acest caz, se produce o redistribuire a eforturilor unitare în secțiune (între beton și armături) și se schimbă poziția axei neutre. Secțiunile stâlpului după încărcare nu rămân plane.

In momentul când se produce ruperea, mărimea scurtărilor specifice ale fibrelor marginale variază chiar în cazul betoanelor de același fel și în cazul aceleiași durate de încărcare, între limite foarte largi: dela 0,0008 până la 0,0030.

Trebue remarcat totuși, că aceste deformații se supun unei anumite legi.

Deformațiile cele mai mari s'au observat la stâlpii cu armătura dublă, iar deformații mult mai mici la stâlpii cu armătura simplă (întinsă) și la prismele de beton. Apoi, la stâlpii armați identic, deformațiile cresc odată cu descreșterea raportului dintre înălțimea zonei comprimate și înălțimea secțiunii $\frac{x}{h_0}$, care caracterizează gradul de neuniformitate al repartizării eforturilor unitare și al deformațiilor în secțiune. Influența apreciabilă a armăturii comprimate asupra mărimii deformațiilor se explică într'o anumită măsură, prin influența etrierilor cu care au fost prevăzuți numai stâlpii cu armătură dublă.

După cum s'a constatat în urma măsurătorilor deformațiilor la modele, eforturile unitare în armătura comprimată atingeau limita de curgere, deși la unele modele se întrebuința armătura cu o limită mare de curgere — până la 4500 kg/cm², la un beton de marca 110.

Studiul desvoltării fisurilor și al caracterului ruperii stâlpului a confirmat că acest fenomen depinde, în foarte mare măsură, de procentul de armare și de mărimea excentricității la care se aplică încărcarea. In această privință, se disting două cazuri fundamentale:

Cazul I. Stâlpul este încărcat cu o sarcină, având o excentricitate mare și este armat cu o armătură întinsă destul de slabă. In acest caz cedarea începe în zona întinsă, deoarece *efortul unitar din armătura întinsă atinge limita de curgere.*

In cazul unei armări excesiv de slabe, fisurile vizibile apar foarte timpuriu, uneori chiar la încărcări de 0,30—0,50 din cea de rupere. In figura 185 este reprezentată schema desvoltării fisurilor în stâlpi; în dreptul fisurilor sunt însemnate încărcările (date în fracții zecimale din încărcarea de rupere), la care acestea au fost constatate.

Cazul 2. Stâlpul este încărcat cu o sarcină având o excentricitate mai mare; el este prevăzut însă cu o armătură puternică care lucrează la întindere; la rupere, *armătura întinsă nu curge.* In acest caz, la stâlpi cu excentricitate mică, toată secțiunea este comprimată și fisurile apar la fața cea mai încărcată a stâlpului; în stâlpii cu excentricitate mai mare a sarcinii, deși secțiunea este parțial întinsă, ruperea începe deasemenea în zona comprimată. In acest caz fisurile vizibile apar târziu în zona întinsă; uneori chiar înainte de momentul ruperii. Judecând însă după deformațiile însemnate observate la armătura întinsă, suntem îndreptățiți să presupunem, că

fisurile invizibile apar la încărcări cu mult mai mici decât cea de rupere. Este posibil ca în cazul unei încărcări repetate, aceste fisuri să se deschidă chiar din cauza distrugerii aderenței dintre armătură și beton. In zona comprimată, fisurile apar la o încărcare apropiată de aceasta.

Compararea valorilor încărcărilor reale de rupere cu cele calculate după vechea metodă (pe baza rezistențelor admisibile) și *după stadiul de rupere* a permis să se stabilească următoarele:

1. *Metoda veche dă valori destul de reduse pentru încărcarea de rupere* diferența dintre rezultatele obținute din calcul și datele experimentale depinzând în mare măsură de excentricitate și de procentul de armare. Diferența medie stabilită era de circa 40%; în unele cazuri însă (în cazul excentricităților mari) această diferență atingea 100% și mai mult.

Metoda veche, ca și la încovoierea simplă, nu ține seamă de întreaga rezistență a betonului în zona comprimată și a armăturii comprimate, ceeace are drept consecință, la calculul secțiunilor, o repartizare nerațională a armăturii între zona comprimată și cea întinsă și, implicit, un consum exagerat de armătură.

2. *Metoda de calcul după stadiul de rupere a dat rezultate destul de apropiate de încărcarea de rupere reală.*

Intrucât experiențele au arătat că la stadiul de rupere efortul unitar în armătura comprimată poate fi întotdeauna adus până la limita de curgere, această metodă de calcul permite o folosire mult mai rațională a armăturii și o repartizare mult mai rațională a acesteia între zona comprimată și cea întinsă, adică dă posibilitatea de a calcula mai economic secțiunile.

§ 33. CALCULUL ELEMENTELOR CU O SECȚIUNE OARECARE SIMETRICĂ

După cum s'a arătat mai sus, în funcție de caracterul stării de solicitare a elementului comprimat excentric la stadiul de rupere, se deosebesc două cazuri:

a) Cazul 1. *O parte din secțiune este comprimată, o parte întinsă și în momentul ruperii secțiunii, curge armătura întinsă* F_a.

Deducerea formulei de calcul se bazează pe studiul condițiilor de echilibru între forțele exterioare și cele interioare, în momentul ruperii, când eforturile unitare în armătură, atât în cea întinsă cât și în cea comprimată ating limita de curgere σ_c, iar zona comprimată a betonului este supusă la un efort unitar uniform R_i.

In figura 186 este reprezentată diagrama eforturilor care acționează în secțiunea unui stâlp comprimat excentric, sub influența unei forțe exterioare $N_r = kN$.

Eforturile preluate de armătura, atât întinsă cât și comprimată, în momentul când în aceasta este atinsă limita de curgere vor fi:

$$Z = F_a \cdot \sigma_c \quad \text{și} \quad D_a' = F_a' \cdot \sigma_c.$$

Efortul preluat de betonul din zona comprimată este:

$$D_b = R_i F_b,$$

în care F_b este secțiunea zonei comprimate a betonului.

Din condiția de echilibru a sumei momentelor tuturor forțelor în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse și a sumei proiecțiilor tuturor forțelor pe axa elementului rezultă:

$$kNe - D_b z - D_a'(h_0 - a') = 0;$$

$$kN - D_b - D_a' + Z = 0.$$

Inlocuind valorile D_b', Z și D_a', se obține:

$$kNe = R_i F_b z + F'_a \cdot \sigma_c (h_0 - a') = R_i S_b + F_a' \sigma_c (h_0 - a'). \quad (213)$$

$$kN = R_i F_b - (F_a - F_a') \sigma_c. \quad (214)$$

Poziția axei neutre (x) poate fi determinată din condiția de echilibru a momentelor, în raport cu punctul de aplicare al forței axiale N_r:

$$R_i S_{b,N_r} - (F_a e \pm F_a' e') \cdot \sigma_c = 0. \quad (215)$$

în care S_{b,N_r} este momentul static al zonei comprimate a secțiunii elementului, în raport cu punctul de aplicare al forței N_r.

Semnul plus din parantează se ia când forța N_r este aplicată între centrele de greutate ale armăturilor F_a și F_a'; semnul minus, atunci când N_r este aplicată înafara porțiunii cuprinse între centrele de greutate ale armăturilor F_a și F_a'.

Formulele (213) și (214) sunt foarte asemănătoare cu formulele (27) și (28) pentru elementele dublu armate care lucrează la încovoiere.

In adevăr, aplicând în direcția armăturii întinse două forțe egale și de sens contrar, egale cu forța longitudinală N_r, se observă că ecuația (213) diferă de ecuația (27) numai prin faptul că la aceasta din urmă în locul momentului încovoietor s'a introdus așa numitul „moment înlocui-

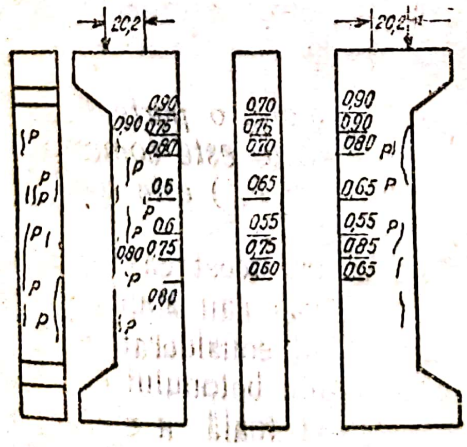
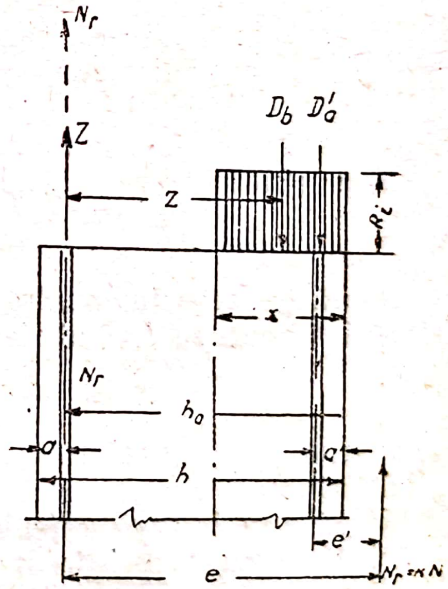


Fig. 185. Caracterul ruperii stâlpilor încărcați excentric



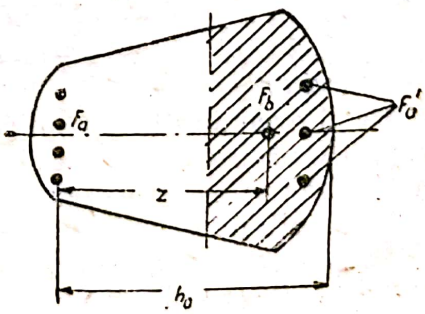


Fig. 186.

tor" („echivalent") kNe, iar ecuația (214) diferă de ecuația (28) prin termenul suplimentar kN, care reprezintă un echivalent preluat de o armătură fictivă, a cărei secțiune este egală cu $\frac{kN}{\sigma_c}$. Această proprietate are drept consecință, după cum se va vedea mai jos, ușurarea calculului secțiunii după cazul 1.

Este necesar să se stabilească condițiile în care devine posibilă aplicarea formulelor de calcul (213) și (214).

După cum au confirmat experiențele efectuate la Institutul TNIPS asupra elementelor comprimate excentric cu secțiunea dreptunghiulară, pentru $x \leqslant 0{,}5\ h_0$, ruperea începe totdeauna în zona întinsă, iar pentru $x \geqslant 0{,}65\ h_0$, ruperea începe în zona comprimată. In limitele acestor valori, ruperea poate începe atât în zona întinsă, cât și în zona comprimată.

In primul caz:

$$S_b : S_0 = 0{,}375\ bh_0^2 : 0{,}5\ bh_0^2 = 0{,}75.$$

în cazul al doilea:

$$S_b : S_0 = 0{,}439\ bh_0^2 : 0{,}5\ bh_0^2 = 0{,}875.$$

$$0{,}75 < \frac{S_b}{S_0} < 0{,}875.$$

Incercările făcute cu elemente cu secțiunea rotundă și inelară comprimate excentric au dat aproape aceleași rezultate.

Prescripțiile N și TU—3—49 extind rezultatele acestor încercări asupra oricăror secțiuni simetrice și stabilesc posibilitatea de aplicare a formulelor de calcul (213) și (214) în cazul 1; cu condiția ca:

$$S_b \leqslant 0{,}8\ S_0 \qquad (216)$$

Afară de aceasta, pentru a atinge limita de curgere în armătura comprimată, trebue să fie satisfăcută, ca și la încovoiere, condiția:

$$x \geqslant 2a' \text{ sau } Z \leqslant h_0 - a' \qquad (217)$$

adică armătura comprimată trebue să se găsească mai aproape de fibra exterioară decât centrul de greutate al zonei comprimate.

Dacă $z > h_0 - a'$, calculul nu trebuie să se facă după formulele (213) și (214), ci după ecuația momentelor în raport cu centrul de greutate al armăturii comprimate:

$$kN(e - h_0 + a') = F_a \cdot \sigma_c (h_0 - a') \qquad (218)$$

b) Cazul 2. *O parte din secțiune este comprimată, o parte întinsă, însă armătura întinsă F_a nu curge, sau toată secțiunea este comprimată* (în cazul excentricităților mici) *și toată armătură (F_a și F_a') este solicitată la compresiunea până la limita de curgere* (fig. 187).

Stabilirea exactă a valorii sarcinii de rupere pentru acest caz prezintă mari dificultăți, deoarece eforturile din armătura întinsă sau slab comprimată F_a nu sunt cunoscute. Pe lângă aceasta, în cazul considerat nu este aplicabilă diagrama dreptunghiulară, apreciind rezistența betonului după R_i, întrucât aceasta ar da rezultate exagerate. Diagrama reală a eforturilor unitare de compresiune în beton reprezintă o curbă oarecare convexă.

Scanned with OKEN Scanner

După cum au confirmat încercările efectuate la Institutul ȚNIPS asupra elementelor comprimate excentric, cu secțiunea dreptunghiulară[1]), iar apoi asupra celor cu secțiunea inelară, în cazul excentricităților mici ale forței N_r (pentru secțiunea dreptunghiulară $e_0 \leqslant 0{,}3\ h$), momentul provenit din efortul D_b în beton, în raport cu latura relativ mai puțin solicitată a secțiunii sau, cu o exactitate mai mică, față de centrul de greutate a armăturii F_a, nu depinde de mărimea excentricității și poate fi luat egal cu:

$$D_b z = R_{pr} S_0, \tag{219}$$

în care $S_0 = Fz_0$ este momentul static al întregii secțiuni a betonului în raport cu centrul de greutate al armăturii mai puțin solicitate.

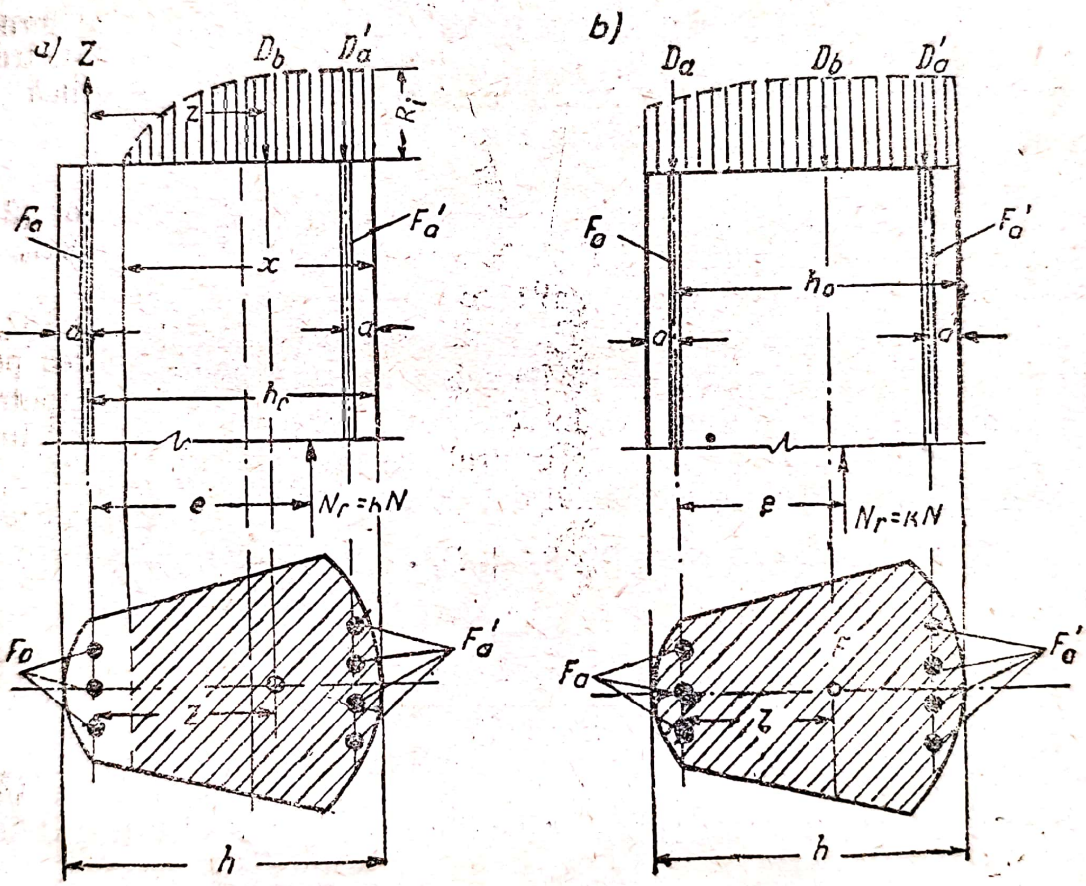


Fig. 187.

Rezistența de rupere a betonului care trebue luată este rezistența prismatică R_{pr}, iar nu rezistența la compresiune din încovoiere.

Având egalitatea (219), se obține ușor formula de calcul pentru acest caz. Se scrie ecuațiile momentelor forțelor exterioare și interioare, în raport cu centrul de greutate al armăturii F_a (fig. 187, *a*):

$$N_r e = D_b z + D_a' (h_0 - a')$$

sau

$$kNe = R_{pr} S_0 + F_a' \cdot \sigma_c (h - a'). \tag{220}$$

[1]) M. S. Borișanschi: Cercetări asupra comportării elementelor comprimate excentric, „Proiect și Standard" Nr. 6/1936.

Formulele (219) și (220) dau rezultate destul de apropiate de datele experimentale, fapt pentru care se pot considera bune pentru calculul secțiunilor de forme uzuale. Din formula (220) reiese că, capacitatea portantă a elementului după cazul 2 nu depinde de forma secțiunii, ci numai de momentul static și de înălțimea secțiunii. Faptul este confirmat și de încercările recente, efectuate la Institutul ȚNIPS asupra stâlpilor cu secțiunea dreptunghiulară și dublu T.

In ce privește limitele de aplicare a formulelor, delimitarea dintre cazurile 1 și 2 este astfel stabilită, încât trecerea dela formula (213) la formula (220) să aibă loc fără discontinuitate. Este evident că pentru aceasta trebue să fie respectată egalitatea $R_i S_b = R_{pr} S_0$ sau $R_i S_b = 0{,}8\, R_i S_0$, adică

$$S_b = 0{,}8\ S_0.$$

Prin urmare, pentru $S_b \leq 0{,}8\, S_0$, ceeace corespunde formulei (216), trebue să se aplice formula (213), în cazul 1, iar pentru $S_b > 0{,}8\, S_0$, formula (220) în cazul 2.

La excentricități mici, când toată secțiunea este comprimată (fig. 187, *b*); dacă există o armătură puternică F_a' și o armătură slabă F_a, ruperea poate să nu înceapă dinspre partea cea mai apropiată de forța N_r, ci dimpotrivă, dinspre partea armăturii mai slabe F_a. Pentru a nu se întâmpla acest lucru, secțiunea armăturii F_a nu trebue să fie sub o anumită limită.

Pentru determinarea acesteia din urmă, este necesar să se scrie ecuația momentelor tuturor forțelor față de centrul de greutate al armăturii F_a'; adoptând și în cazul acesta momentul dat de efortul D_b egal cu $R_{pr} S_0'$:

$$kN\,(h_0 - e - a') = R_{pr} S_0' + F_a \cdot \sigma_c\,(h_0 - a'), \qquad (221)$$

de unde

$$F_a \geq \frac{kN(h_0 - e - a') - R_{pr} S_0'}{\sigma_c (h_0 - a')}. \qquad (222)$$

§ 34. CALCULUL ELEMENTELOR CU SECȚIUNE DREPTUNGHIULARĂ

1. Formulele de calcul

a) Cazul 1.

$x \leq 0{,}55\, h_0$. In cazul unei secțiuni dreptunghiulare, formulele (213) și (214) deduse mai sus, iau forma următoare (fig. 188)

$$kNe = R_i S_b + F_a' \cdot \sigma_c\,(h_0 - a') = R_i b x\,(h - \frac{x}{2}) + F'_a \sigma_c (h_0 - a') \qquad (223)$$

$$kN = R_i F_b - (F_a - F_a') \cdot \sigma_c = R_i\, bx - (F_a - F'_a)\ \sigma_c \qquad (224)$$

Ca limită de aplicare a acestor formule se ia:

$$x \leq 0{,}55\, h_0. \qquad (225)$$

Această condiție rezultă din formula (216) $S_b \leq 0{,}8\, S_0$ după înlocuirea în această formulă a valorilor corespunzătoare, adică

$$bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) \leq 0{,}8\ \frac{bh_0^2}{2},$$

de unde

$$x \leq 0{,}553\, h_0 \approx 0{,}55\, h_0.$$

Afară de aceasta, înălțimea zonei comprimate trebue să satisfacă condiția $x \geq 2a'$, sau ceeace este același lucru

$$z \leq h_0 - a'. \tag{226}$$

Poziția axei neutre se determină din ecuația momentelor, în raport cu punctul de aplicare al forței longitudinale N_r, adică din ecuația

$$R_i\, bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - (F_a e \pm F_a' e') \cdot \sigma_c = 0. \tag{227}$$

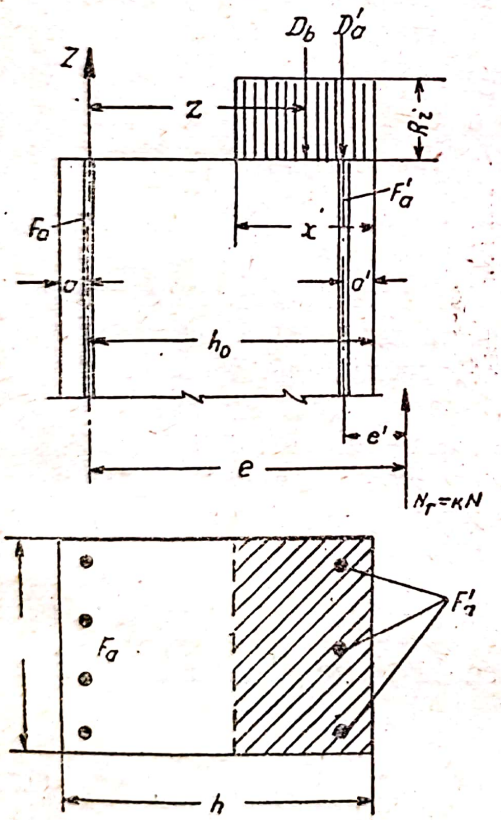


Fig. 188.

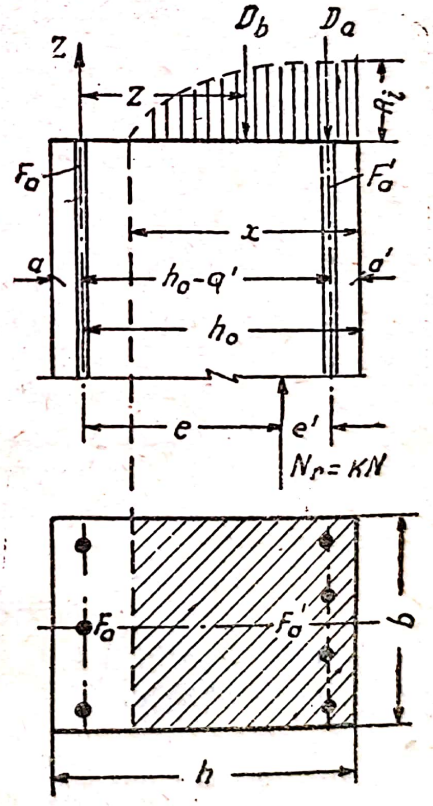


Fig. 189.

Rezolvând ecuația de gradul doi, se obține:

$$x = (h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2(F_a e \pm F_a' e') \cdot \sigma_c}{b \cdot R_i}} \tag{227'}$$

2. (Cazul 2.

$x > 0{,}55\, h_0$. In cazul secțiunii dreptunghiulare, formulele de calcul (219), (220) și (221) iau forma (fig. 189):

$$D_b z = R_{pr} S_0 = 0{,}5\, R_{pr}\, b h_0^2 = 0{,}4\, R_i\, b h_0^2; \qquad (228)$$

$$kNe = R_{pr} S_0 + F_a' \cdot \sigma_c (h - a') = 0{,}5\, R_{pr}\, b h_0^2 + F_a' \cdot \sigma_c (h_0 - a') \qquad (229)$$

In cazul excentricităţilor mici, trebue satisfăcută condiţia suplimentară:

$$kNe' = kN (h_0 - e - a') \leq 0{,}5\, R_{pr}\, b h_0'^2 + F_a \sigma_c (h_0 - a') \qquad (230)$$

în care $h_0' = h - a'$.

2. Calculul secţiunilor

La calculul unor astfel de elemente static nedeterminate, cum sunt arcele, bolţile, cadrele, în care are loc o compresiune excentrică, trebue fixate chiar dela început, la stabilirea momentelor încovoietoare şi a eforturilor axiale, dimensiunile secţiunilor, pe baza unui calcul preliminar sau a unei comparaţii cu construcţii existente asemănătoare.

Deaceea, suntem de cele mai multe ori nevoiţi să determinăm armătura necesară pentru forţa exterioară dată şi excentricitatea ei deasemenea dată, având totodată stabilite dimensiunile secţiunilor transversale. In acest caz, calculul secţiunilor se face folosind formulele care corespund cazului 1 sau cazului 2.

a) Cazul 1.

$x \leq 0{,}55\, h_0$. La calculul secţiunilor elementelor comprimate excentric după cazul 1, s'a constatat că este posibil să li se aplice tabelele 14—16, întocmite pentru calculul secţiunilor elementelor care lucrează la încovoiere. Prin aceasta s'a realizat, pe lângă o simplificare sensibilă a calculului, o unificare metodologică a tuturor cazurilor de calcul, când curge armătura întinsă[1]).

In ecuaţia de bază (223), primul termen al părţii din dreapta reprezintă momentul preluat de betonul comprimat şi de secţiunea corespunzătoare a armăturii întinse şi care este egal cu momentul preluat de grinda simplu armată; deaceea se poate scrie:

$$kNe = kM_1 + F_a' \cdot \sigma_c (h_0 - a'), \qquad (231)$$

Momentul grinzii kM_1 poate fi găsit, ca şi în cazul încovoierii simple, cu ajutorul tabelelor 14—16 sau cu al formulei:

$$kM_1 = R_i\, bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = b h_0^2\, R_i \frac{x}{h_0} \left(1 - 0{,}5 \frac{x}{h_0} \right) = A\, b h_0^2, \qquad (232)$$

în care

$$\frac{x}{h_0} = \alpha_1 = \mu_1 \frac{\sigma_c}{R_i} \text{ şi } \mu_1 = \alpha_1 \frac{R_i}{\sigma_c} \qquad (233)$$

Din ecuaţia (231) se dă:

$$F_a' \sigma_c (h_0 - a') = kNe - kM_1,$$

[1]) Propunere făcută pentru prima dată de prof. P. L. Pasternac în 1937.

de unde

$$F_a' = \frac{kNe - RQM_1}{\sigma_c (h_0 - a')}, \tag{234}$$

adică același lucru, ca și în cazul încovoierii cu armătura dublă, cu deosebirea că, în locul momentului exterior de rupere intră în calcul „momentul înlocuitor" kNe.

Mai departe, în cea de a doua ecuație de bază (224) primul termen al părții din dreapta, care reprezintă efortul de compresiune în beton $D_b = R_i bx$, poate fi înlocuit cu o parte a efortului de întindere din armătură F_a egal cu acesta în valoare absolută $F_{a1}\,\sigma_c = \mu_1 bh_0 \cdot \sigma_c$ unde μ_1 se determină din formula (233)); în acest caz:

$$kN = \mu_1 bh_0\,\sigma_c - (F_a - F_a')\,\sigma_c,$$

de unde

$$F_a \cdot \sigma_c = \mu_1 \cdot bh_0 \cdot \sigma_c + F_a' \sigma_c - kN$$

Impărțind ambii termeni ai ecuației obținute cu σ_c, se poate scrie:

$$F_a = \mu_1 bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} \tag{235}$$

adică în cazul compresiunii excentrice, armătura întinsă se definește ca secțiunea de armătură necesară preluarii momentului înlocuitor, din care se scade influența de descărcare a forței kN, care acționează dealungul armăturii.

Trebue remarcat faptul că secțiunea totală cea mai economică a armăturii $(F_a + F_a')$ se obține aproximativ când $\frac{x}{h_0} \approx 0{,}55$.

In adevăr, adunând expresiile (234) și (235) și ținând seamă de formulele (232) și (233) se obține:

$$F_a + F_a' = \alpha_1 \frac{R_i}{\sigma_c} bh_0 + 2\,\frac{kNe - bh_0^2 R_i\,\alpha_1 (1 - 0{,}5\,\alpha_1)}{\sigma_c (h - a')} - \frac{kN}{\sigma_c}$$

Eliminând din această ecuație factorii care nu depind de $\alpha_1 = \frac{x}{h_0}$ se obține funcția:

$$\Phi(\alpha_1) = \alpha_1 - \frac{2\,\alpha_1 (1 - 0{,}5\,\alpha_1)}{1 - \delta'}$$

din care, egalând cu zero prima derivată, rezultă.

$$\frac{a\Phi(\alpha_1)}{a\alpha_1} = 1 - \frac{2 - 2\alpha_1}{1 - \delta'} = 0$$

sau

$$\alpha_1 = \frac{1 + \delta'}{2} \tag{236}$$

de unde

$$F_a' = \frac{kNe - M_1}{\sigma_c (h_0 - a')}, \tag{234}$$

adică același lucru, ca și în cazul încovoierii cu armătura dublă, cu deosebirea că, în locul momentului exterior de rupere intră în calcul „momentul înlocuitor" kNe.

Mai departe, în cea de a doua ecuație de bază (224) primul termen al părții din dreapta, care reprezintă efortul de compresiune în beton $D_b = R_i bx$, poate fi înlocuit cu o parte a efortului de întindere din armătură F_a egal cu acesta în valoare absolută $F_{a1}\,\sigma_c = \mu_1\, bh_0 \cdot \sigma_c$ unde μ_1 se determină din formula (233)); în acest caz:

$$kN = \mu_1\, bh_0\, \sigma_c - (F_a - F_a')\,\sigma_c,$$

de unde

$$F_a \cdot \sigma_c = \mu_1 \cdot bh_0 \cdot \sigma_c + F_a' \sigma_c - kN$$

Impărțind ambii termeni ai ecuației obținute cu σ_c, se poate scrie:

$$F_a = \mu_1\, bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} \tag{235}$$

adică în cazul compresiunii excentrice, armătura întinsă se definește ca secțiunea de armătură necesară preluarii momentului înlocuitor, din care se scade influența de descărcare a forței kN, care acționează dealungul armăturii.

Trebue remarcat faptul că secțiunea totală cea mai economică a armăturii $(F_a + F_a')$ se obține aproximativ când $\frac{x}{h_0} \approx 0{,}55$.

In adevăr, adunând expresiile (234) și (235) și ținând seamă de formulele (232) și (233) se obține:

$$F_a + F_a' = \alpha_1 \frac{R_i}{\sigma_c}\, bh_0 + 2\, \frac{kNe - bh_0^2 R_i\, \alpha_1 (1 - 0{,}5\, \alpha_1)}{\sigma_c (h - a')} - \frac{kN}{\sigma_c}$$

Eliminând din această ecuație factorii care nu depind de $\alpha_1 = \frac{x}{h_0}$ se obține funcția:

$$\Phi(\alpha_1) = \alpha_1 - \frac{2\,\alpha_1 (1 - 0{,}5\,\alpha_1)}{1 - \delta'}$$

din care, egalând cu zero prima derivată, rezultă.

$$\frac{a\Phi(\alpha_1)}{a\alpha_1} = 1 - \frac{2 - 2\alpha_1}{1 - \delta'} = 0$$

sau

$$\alpha_1 = \frac{1 + \delta'}{2} \tag{236}$$

Mărimea δ' poate varia între 0,04 și 0,25 (la plăci subțiri), la care corespunde $\alpha_1 = 0{,}52 - 0{,}62$.

Întrucât armătura dublă se întâlnește foarte rar în plăcile subțiri, condiția minimului de armătură se poate lua pentru toate cazurile fără a comite o eroare prea mare;

$$\alpha_1 = \frac{x}{h_0} = \mu_1 \frac{\sigma_c}{R_i} = 0{,}55 \tag{237}$$

In felul acesta la calculul secțiunilor cu armarea nesimetrică cea mai economică, trebue procedat astfel:
se determină momentul kM_1 pentru $x = 0{,}55\,h_0$, adică

$$kM_1 = R_i\, b \cdot 0{,}55\, h_0 \left(h_0 - \frac{0{,}55 h_0}{2} \right) = 0{,}4\, bh_0^2\, R_i; \tag{238}$$

apoi din formulele (234) și (238) se găsește secțiunea armăturii comprimate:

$$F_a' = \frac{kNe - 0{,}4\, R_i \cdot bh_0^2}{\sigma_c (h_0 - a')} \tag{239}$$

și însfârșit, folosind formula (235) se găsește secțiunea armăturii întinse

$$F_a = \mu_1\, bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} = \frac{0{,}55\, R_i bh_0 - kN}{\sigma_c} + F_a' \tag{240}$$

Secțiunea armăturii de pe o singură parte trebue să reprezinte cel puțin 0,2% din secțiunea utilă de beton și pe lângă aceasta, trebue satisfăcută condiția armării minime (tabela 12).

Dacă secțiunea armăturii comprimate F_a', găsită cu ajutorul formulei (239) reprezintă mai puțin decât 0,2%, F_a' se ia astfel, încât să nu fie mai mic decât $0{,}002\, bh_0$; calculul se face ca și în cazul când este dată secțiunea F_a' și anume folosind formula:

$$kM_1 = kNe - F_a' \cdot \sigma_c (h - a') = Abh_0^2, \tag{241}$$

de unde

$$A = \frac{kM1}{bh_0^2}.$$

Găsind din tabelele 14—16 coeficientul μ_1 corespunzător, rezultă:

$$F_a = \mu_1\, bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c}.$$

Dacă momentul găsit cu ajutorul formulei (234) și care corespunde valorii $x < 2a'$ este

$$kM_1 < 2\, R_i\, ba' (h_0 - a'), \tag{242}$$

secțiunea armăturii întinse va fi determinată folosind ecuația momentelor, în raport cu centrul de greutate al armăturii comprimate F_a':

$$F_a\, \sigma_c (h_0 - a') - kN (e - h_0 - a') = 0,$$

de unde

$$F_a = \frac{kNe}{\sigma_c (h_0 - a')} - \frac{kN}{\sigma_c} = \left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1 \right) \frac{kN}{\sigma_f} \qquad (243)$$

Formulele pentru determinarea armăturii *simetrice* ($F_a = F'_a$) se obțin din formulele (223) și (224).

Din formula (224), când se dă $F_a = F'_a$, $kN = R_i\, bx$ și

$$x = \frac{kN}{bR_i} \qquad (244)$$

Substituind valoarea lui x în formula (223) se obține:

$$F_a' \sigma_c (h_0 - a') = kNe - R_i b \frac{kN}{bR_i} \left(h_0 - 0{,}5 \frac{kN}{bR_i} \right).$$

de unde

$$F_a = F'_a = \frac{kN}{\sigma_c} \cdot \frac{e - h_0 \left(1 - 0{,}5 \frac{kN}{bh_0 R_i} \right)}{h_0 - a'} \qquad (245)$$

Formula (245) este aplicabilă pentru $\frac{kN}{bh_0 R_i} \leq 0{,}55$.

Atunci când $\frac{kN}{bh_0 R_i} \leq \frac{2a'}{h_0}$, secțiunea armăturii se determină din formula (243):

$$F_a = F'_a = \frac{kN}{\sigma_c} \left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1 \right) \qquad (243')$$

Armătura simetrică se poate determina deasemenea folosind tabelele 14—16.

Din formula (235), pentru $F_a = F'_a$, avem:

$$kN = \mu_1\, bh_0\, \sigma_c$$

de unde

$$\mu_1 = \frac{kN}{bh_0\, \sigma_c} \qquad (246)$$

După ce s'a calculat coeficientul de armare μ_1 se găsește cu ajutorul tabelelor 14—16, coeficientul A și se determină $kM_1 = Abh_0^2$ iar pentru restul momentului $kNe - kM_1$, se determină cu ajutorul formulei (234) armătura comprimată și armătura întinsă de aceeași secțiune:

$$F_a = F'_a = \frac{kNe - Abh_0^2}{\sigma_c (h_0 - a')} \qquad (247)$$

Scanned with OKEN Scanner

Trebue să se aibă în vedere că armătura simetrică este mai puțin avantajoasă decât cea nesimetrică. Deaceea, armătura simetrică trebue să se adopte pentru secțiuni supuse la acțiunea momentelor egale între ele sau apropiate ca mărime, însă de semn contrar (de exemplu, la arce, la stâlpii centrali pentru susținerea grinzilor de rulare etc.), precum și în cazurile, când aceasta are drept urmare o mărime a secțiunii armăturii de rezistență cu cel mult 5%, în comparație cu armătura nesimetrică.

b) Cazul 2. $x > 0{,}55\ h_0$.

Secțiunea necesară de armătură F_a și F'_a se găsește din formulele de bază (229) și (230):

$$F'_a = \frac{kNe - 0{,}5R_{pr}bh_0^2}{\sigma_c(h_0 - a')} = \frac{kNe - 04R_ibh_0^2}{\sigma_c(h_0 - a')} \tag{248}$$

$$F_a \geqslant \frac{kN(h_0 - e - a') - 0{,}5R_{pr}bh_0'^2}{\sigma_c(h_0 - a')} = \frac{kN(h_0 - e - a') - 0{,}4R_ibh_0'^2}{\sigma_c(h_0 - a')} \tag{249}$$

în care $h'_0 = h - a'$.

După cum se vede din formula (248), secțiunea armăturii comprimate pentru cazul 2 se determină cu ajutorul aceleași formule ca și pentru cazul 1, când se întrebuințează formula (239).

Armătura simetrică pentru cazul 2, când $\frac{kN}{bh_0R_i} > 0{,}55$ se determină cu ajutorul formulei:

$$F_a = F'_a = \frac{kNe - 0{,}4R_ibh_0^2}{\sigma_c(h_0 - a')} \tag{250}$$

Secțiunea armăturii pentru cazul 2 trebue să reprezinte cel puțin 0,5%. Deobicei, ea se ia între 0,5 și 2%, ca și pentru elementele comprimate axial.

Ordinea calculării secțiunilor, recomandată prin Instrucțiunile I—123—149

Se recomandă ca secțiunea dreptunghiulară cu armătura nesimetrică să fie calculată în felul următor (punctele 68 și 69 ale Instrucțiunilor).

1. Secțiunea necesară a armăturii comprimate F_a' se va determina în toate cazurile cu ajutorul formulei (239).

2. Secțiunea necesară a armăturii F_a se va determina, dacă excentricitatea $e_0 > 0{,}3h_0$ cu ajutorul formulei (240); dacă excentricitatea $0{,}3h_0 > e_0 > 0{,}15h_0$, în cazul unui beton marca 110 și mai mare și în cazul când secțiunea armăturii comprimate F_a' nu este mai mare decât 2%, secțiunea armăturii F_a se obține practic totdeauna mai mică decât cea cerută, conform tabelei 12 (indiferent dacă această armătură lucrează la întindere sau la compresiune), deaceea secțiunea de armătură F_a trebue să fie luată din considerente constructive, ținând seamă de tabela 12.

In celelalte cazuri, pentru o excentricitate e_0, care se găsește între limitele $e_0 \leqslant 0{,}15h_0$, secțiunea armăturii F_a trebue să fie verificată suplimentar cu ajutorul formulei (249).

Totodată, secțiunea armăturii F_a trebue luată în toate cazurile astfel, încât să nu fie mai mică decât valoarea stabilită după tabela 12.

3. Atunci când este necesar să se mărească secțiunea armăturii F_a' față de cea obținută din formula (239), precum și dacă este dată secțiunea armăturii comprimate, secțiunea armături F_a se determină în modul următor:

a) dacă excentricitatea $e_0 > 0{,}3\ h_0$, cu ajutorul formulei (235); dacă se constată însă că în acest caz

$$\mu_1\, bh_0 = F_{a1} > 0{,}55 bh_0 \frac{R_i}{\sigma_c},$$

atunci secțiunea dată a armăturii comprimate F_a' nu este suficientă și, în consecință, ea trebue mărită în mod corespunzător.

In cazurile când $kM_1 < 2a'\ (h_0 - a')\ bR_1$, secțiunea totală a armăturii întinse F_a se determină cu ajutorul formulei (243);

b) dacă excentricitatea $e_0 < 0.3h_0$, secțiunea armăturii F_a se determină ținând seamă de indicațiile dela punctul 2.

3. Verificarea rezistenței secțiunii
(Determinarea încărcării de rupere)

In conformitate cu indicațiile din Instrucțiuni, din formula (229) se găsește întâi încărcarea de rupere:

$$kN = \frac{0{,}4R_i bh_0^2 + F_a'\ \sigma_c\ (h_0 - a')}{e} \qquad (251)$$

Această valoare kN, obținută din formula de calcul pentru 2, este condiționată de rezistența zonei comprimate a secțiunii. Deaceea trebue satisfăcută condiția $x \geqslant 0{,}55\ h_0$, care poate fi exprimată, folosind formula (224), sub forma inegalității:

$$kN + (F_a - F_a')\ \sigma_c \geqslant 0{,}55\ bh_0 R_i \qquad (252)$$

Dacă această condiție nu este satisfăcută, are loc cazul 1 și mărimea forței longitudinale de rupere kN condiționată de rezistența armăturii întinse se determină cu ajutorul formulei:

$$kN = D_b - (F_a - F'_a)\ \sigma_c\ , \qquad (253)$$

în care $D_b = xbR_i$ este efortul în zona comprimată a betonului, care după înlocuirea valorii lui x din ecuația (227') va avea forma:

$$D_b = \left[(h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2\ (F_a\ e \mp F'_a)\ \sigma_c}{bR_i}} \right] bR_i \qquad (254)$$

In expresia de sub radical, semnul minus se ia atunci când $e > h_0 - a'$, iar semnul plus, atunci când $e < h_0 - a'$.

Dacă $Db < 2a'\ bR_i$, atunci kN se va determina din formula (243):

$$kN = \frac{F_a\ \sigma_c\ (h_0 - a')}{e - (h_0 - a')}\ . \qquad (255)$$

Dacă forțele longitudinale kN (pentru $e_0 \leqslant 0{,}3\ h_0$) au excentricități mici, când toată secțiunea este comprimată, mărimea kN poate fi condiționată

nată de rezistența zonei din partea armăturii F_a și, în acest caz, este necesară o verificare suplimentară, pornind dela formula (230), adică folosind formula:

$$kN = \frac{0{,}4\ R_i\ bh'^2_0 + F_a\ \sigma_c\ (h_0 - a')}{e'} \tag{256}$$

Dacă $e_0 \leq 0{,}15\ h_0$, această verificarea trebue să se facă în orice caz.

Dacă însă $0{,}3\ h_0 \geq e_0 > 0{,}15\ h_0$, verificarea trebue să se facă: pentru un beton având mărci mai mici de 110 — totdeauna, iar pentru betoanele marca 110 și mai mare, numai în cazul unor secțiuni ale armăturii comprimate $F'_a > 2\%$.

Din cele două valori kN, obținute din formulele (251) și (256) cea mai mică se ia ca valoare definitivă.

In cazul armăturii simetrice, încărcarea de rupere kN se determină deasemenea cu ajutorul formulei (251).

Dacă se va constata însă că $x = \frac{kN}{b\,R_i} < 0{,}55\ h_0$, mărimea kN trebue să fie verificată cu formula:

$$\frac{kN}{bR_i} = (h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2F_a \cdot \sigma_c\,(h_0 - a')}{b\,R_i}} \tag{257}$$

care corespunde formulei (227').

4. Compresiune excentrică oblică

Dacă elementul este supus acțiunii concomitente a unei forțe longitudinale și a unor momente de încovoiere pe direcția ambelor axe principale, prescripțiile N și TU permit să se facă verificarea coeficientului de siguranță general, aplicându-se tabela 7 și folosind următoarea formulă aproximativă:

$$k \geq \frac{1}{\frac{1}{k_x} + \frac{1}{k_y} - \frac{1}{k_0}} \tag{258}$$

în care k_0 este coeficientul de siguranță, atunci când acționează numai forța longitudinală, aplicată centric;

k_x — coeficientul de siguranță, atunci când acționează numai forța longitudinală și momentul M_x;

k_y — coeficientul de siguranță, atunci când acționează numai forța longitudinală și momentul M_y.

La determinarea lui k_x și k_y se ține seamă de flexibilitate și în calcul se introduce toată armătura așezată pe laturile corespunzătoare ale secțiunii, incluzând în fiecare caz și barele dela colțuri (care în acest fel se iau în considerare de două ori). La determinarea lui k_0 se ține seamă de toată armătura.

Scanned with OKEN Scanner

§ 35. CALCULUL LA FLAMBAJ AL ELEMENTELOR COMPRIMATE EXCENTRIC

Elementele cu un coeficient de subțirime mare capătă sub influența sarcinii aplicate excentric în momentul ruperii o săgeată suplimentară, care provoacă mărirea excentricității inițiale a forței longitudinale (fig. 190).

Introducând în calcul, în locul excentricității inițiale e_0, excentricitatea corespunzătoare momentului de rupere $e'_0 = \eta\, e_0$, se pot utiliza, pentru stabilirea sarcinii de rupere, formulele de calcul date mai sus pentru elementele comprimate excentric.

Fig. 190.

In conformitate cu prescripțiile N și TU—3—49, influența flambajului elementelor comprimate excentric trebue să fie luată în considerare în cazul unui raport $\frac{l_0}{r} > 35$ pentru orice secțiunea transversală și, respectiv, pentru secțiuni dreptunghiulare în cazul unui raport $\frac{l_0}{h} > 10$; pentru secțiuni circulare și inelare în cazul când $\frac{l_0}{h} > 8$, iar pentru secțiuni T în cazul când $\frac{l_0}{h} > 35\xi$, unde ξ se găsește din tabela 30.

Tabela 30

$\frac{h_p}{h}$ \ $\frac{b_p}{b}$	2	3	5	10	15
			Coeficientul ξ		
0,10	0,30	0,33	0,32	0,31	0,29
0,20	0,30	0,31	0,29	0,26	0,23
0,30	0,30	0,30	0,27	0,23	0,20
0,40	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19
0,50	0,27	0,26	0,23	0,20	0,19
			Coeficientul ρ (pentru grafic)		
0,10	0,820	0,709	0,588	0,455	0,417
0,20	0,756	0,641	0,526	0,435	0,392
0,30	0,725	0,617	0,526	0,435	0,392
0,40	0,714	0,617	0,513	0,417	0,370
0,50	0,710	0,610	0,500	0,370	0,290

Considerare flambajului în planul în care acționează momentul se face prin înmulțirea excentricității e_0, a forței longitudinale N în raport cu axa geometrică a elementului, cu coeficientul η care se determină, pentru o secțiune oarecare, cu ajutorul formulei:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{n_1}{4800}\left(\frac{l_0}{r}\right)^2} \tag{259}$$

In cazul secțiunii dreptunghiulare

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{n_1}{400}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \tag{260}$$

Din formulele (259) și (260):

$$\eta = \frac{kN}{FR_i} \tag{261}$$

și $l_0 = \psi \cdot l$ lungimea de calcul a elementului.

Formulele (259) și (260) sunt alcătuite prin analogie cu formula cunoscută pentru determinarea excentricității finite a barei elastice, care are o curbură inițială și care este încărcată până la rupere[1]):

$$e'_0 = \frac{e_0}{1 - \frac{N}{N_{sc}}} = \frac{e_0}{1 - \frac{N}{\pi^2 EF}\left(\frac{l}{r}\right)^2},$$

în care e_0 este excentricitatea inițială;

N_{sc} — sarcina critică (după Euler).

Coeficienții empirici 4800 și 400 din formulele (259) și (260) s'au obținut în laboratorul construcțiilor de beton armat al Institutului TNIPS în urma încercărilor efectuate asupra unei serii de stâlpi cu un coeficient de subțirime mare, comprimați excentric.

Valoarea lui η pentru elemente comprimate excentric, dreptunghiulare, cu secțiune T, inelară și rotundă, se determină foarte simplu, folosind graficul dat de Institutul KTIS, în funcție de valorile n_1 și $\frac{l_0}{h}$ (fig. 191).

La calculul secțiunilor T ale elementelor comprimate excentric, valorile se iau din grafic, în funcție de valorile

$$n_{t1} = \frac{kN}{bhR_i}\rho \text{ și } \frac{l_0}{h},$$

în care ρ se găsește în tabela 30, în funcție de raporturile

$$\frac{b_n}{b} \text{ și } \frac{h_n}{h}.$$

[1]) N. M. Beleaev: Rezistența materialelor, Editura de Stat pentru Literatură Tehnico-Științifică, 1949.

La calculul secțiunilor circulare și inelare ale elementelor comprimate excentric, valorile η se iau funcție de următoarele valori:

$$n_{01} = 1{,}33 \frac{kN}{FR_i} \text{ și } \frac{l_0}{D} = \frac{l_0}{h}.$$

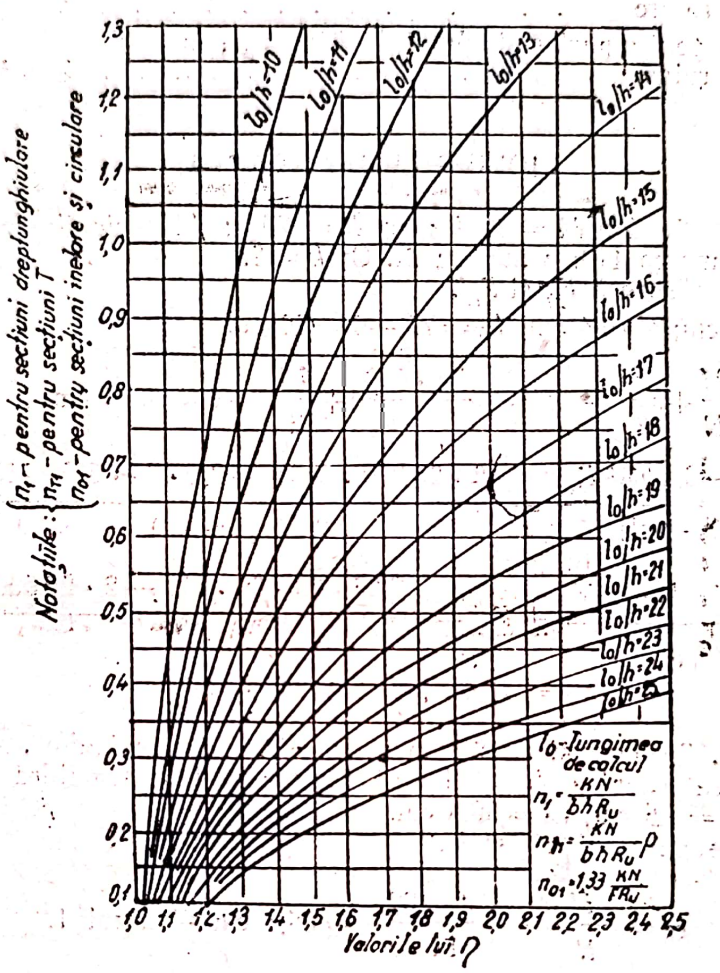


Fig. 191. Graficul coeficienților pentru calculul elementele comprimate excentric.

In planul perpendicular pe planul de încovoiere, verificarea la flambaj trebue să se facă în mod asemănător cu verificarea pentru un element care lucrează la compresiune axială (fără a ține seamă de momentul de încovoiere).

La determinarea lungimii de calcul l_0, valorile ψ se iau în același fel ca și pentru calculul elementelor comprimate axial.

Lungimea de caloul l_0, pentru stâlpii clădirilor industriale numai cu parter se poate lua în felul următor:

A. La calculul stâlpilor în planul secțiunilor transversale a clădirii:

1. Pentru stâlpii halelor fără poduri rulante . . . $l_0 = 1{,}25$ H.
2. Pentru stâlpii halelor cu poduri rulante:
   a) pentru partea stâlpului de sub grinda de rulare, ținându-se seamă de încărcarea transmisă de podul rulant . . . . . $l_0 = H_i$;

b) pentru partea stâlpului de deasupra grinzii de rulare . . . . . $l_0 = 2H_s$

B. La calculul stâlpilor în planul secțiunii longitudinale a clădirii:

1. pentru stâlpii halelor fără poduri rulante . . . $l_0 = H$;
2. pentru stâlpii halelor cu poduri rulante:
   a) pentru partea stâlpului de sub grinda de rulare . . . . . $l_0 = 0{,}7H_i$;
   b) pentru partea stâlpului de deasupra grinzii de rulare . . . . . $l_0 = H_s$

EXEMPLE DE CALCUL

Exemplul 24. Se dau $M = 35$ t m și $N = 20$ t; dimensiunile secțiunii: $h = 75$ cm, $b = 35$ cm; beton marca 110; armătura St. O; $k = 2$.

Se cere să se găsească F_a și F_a'.

Se ia: $a = 6$ cm; $a' = 4$ cm; $h_0 = 75 - 6 = 69$ cm

$$e = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a = \frac{35 \cdot 100}{20} + \frac{75}{2} - 6 = 206{,}5 \text{ cm} \quad \text{— cazul 1}$$

$$F_a' = \frac{kNe - 0{,}4\, bh_0^2 R_i}{\sigma_c (h_0 - a')} = \frac{2 \cdot 20\,000 \cdot 206{,}5 - 0{,}4 \cdot 35 \cdot 69^2 \cdot 110}{2500\,(69 - 4)} = 5{,}71 \text{ cm}^2$$

$$F_a = \frac{0{,}55\, bh_0 R_i - kN}{\sigma_c} + F_a' = \frac{0{,}55 \cdot 35 \cdot 69 \cdot 110 - 2 \cdot 20\,000}{2500} + 5{,}71 =$$

$$= 42{,}44 + 5{,}71 = 48{,}15 \text{ cm}^2.$$

Exemplul 25. Se dau: $M = 12$ t m și $N = 14$ t; dimensiunile secțiunii: $h = 60$ cm; $b = 30$ cm; lungimea de calcul $l_0 = 7{,}5$ m; beton marca 110; armătura St.O; $k = 2$.

Se ia: $a = a' = 3{,}5$ cm; $h_0 = 56{,}5$ cm.

Se cere să se găsească F_a și F_a'.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12 \cdot 100}{14} = 85{,}7 \text{ cm} \quad \text{— cazul 1.}$$

Se calculează: $\frac{l_0}{h} = \frac{750}{60} = 12{,}5 > 10$ — trebuie să se țină seamă de flambaj:

$$n_1 = \frac{kN}{bhR_i} = \frac{2 \cdot 14\,000}{30 \cdot 60 \cdot 110} = 0{,}141;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{n_1}{400}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{0{,}141}{400}\left(\frac{750}{60}\right)^2} = 1{,}06;$$

$$e_0\,\eta = 85{,}7 \cdot 1{,}06 = 91 \text{ cm};$$

$$e = 91 + \frac{60}{2} - 3{,}5 = 117{,}5 \text{ cm};$$

$$F_a' = \frac{kNe - 0{,}4\, bh_0^2 R_i}{\sigma_c (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{2 \cdot 14\,000 \cdot 117{,}5 - 0{,}4 \cdot 30 \cdot 56{,}5^2 \cdot 110}{2500\,(56{,}5 - 3{,}5)} < 0.$$

Se ia: $F_a' = 0{,}002 \cdot 30 \cdot 56{,}5 = 3{,}39$ cm²; atunci $kM_1 = kNe - F_a'\ \sigma_c\ (h_0 - a') =$
$= 2 \cdot 14\,000 \cdot 117{,}5 - 3{,}39 \cdot 2500\ (56{,}5 - 3{,}5) = 2\,840\,000$ kgcm;

$$A = \frac{kM_1}{bh_0^2} = \frac{2\,840\,000}{30 \cdot 56{,}5^2}\ 2 = 29{,}66$$

Din tabela 14, $p = 1{,}414\%$

$$F_a = \mu_1\, bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} = 0{,}01414 \cdot 30 \cdot 56{,}5 + 3{,}39 - \frac{2 \cdot 14\,000}{2500} = 16{,}20 \text{ cm}^2$$

Exemplul 26. Se dau $M = 15$ t m și $N = 70$ t; dimensiunile secțiunii: $h = 60$ cm $b = 35$ cm; beton marca 110; armătura St.O, $k = 2$.

Se cere să se determine $-F_a$ și F_a'.

Se ia: $a = a' = 3{,}5$ cm; $h_0 = 56{,}5$ cm

$$e_0 = \frac{1500}{70} = 21{,}4 \text{ cm} > 0{,}3\, h_0 \text{ — cazul 1}$$

$$e = \frac{1500}{70} + \frac{60}{2} - 3{,}5 = 47{,}9 \text{ cm};$$

$$F_a' = \frac{kNe - 0{,}4\, bh_0^2 R_i}{\sigma_c\,(h_0 - a')} = \frac{2 \cdot 70\,000 \cdot 47{,}9 - 0{,}4 \cdot 35 \cdot 56{,}5^2 \cdot 110}{2500\ (56{,}5 - 3{,}5)} = 13{,}51 \text{ cm}^2$$

$$F_a = \frac{0{,}55\, bh_0 R_i - KN}{\sigma_c} + F_a' = \frac{0{,}55 \cdot 35 \cdot 56{,}5 \cdot 110 - 2 \cdot 70\,000}{2500} + 13{,}51 = 5{,}36 \text{ cm}^2$$

cantitatea mai mare decât $0{,}002 \cdot 35 \cdot 56{,}5 = 3{,}96$ cm².

Exemplul 27. Se dau: $M = 18$ t m și $N = 38$ t; dimensiunile secțiunii: $h = 70$ cm; $b = 35$ cm; $F_a' = 7{,}63$ cm²; $\frac{l_0}{h} = 17$; beton marca 140, armătura St.O; $k = 2$.

Se cere să se găsească F_a.

Se ia: $a = a' = 3{,}5$ cm; $h_0 = 66{,}5$ cm.

Se calculează:

$$n_1 = \frac{kN}{bhR_i} = \frac{2 \cdot 38\,000}{35 \cdot 70 \cdot 135} = 0{,}23 \text{ și } \frac{l_0}{h} = 17;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{n_1}{400}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{0{,}23}{400}\ 17^2} = 1{,}2$$

In grafic (fig. 191) se găsește pentru η aceeași valoare, $\eta\, e_0 = 1{,}2\ \frac{18 \cdot 100}{38} = 56{,}8$ cm;

$$e = \eta\, e_0 + \frac{h}{2} - a = 56{,}8 + \frac{70}{2} - 3{,}5 = 88{,}3 \text{ cm} - \text{cazul 1}$$

$$kM_1 = kNe - F_a \cdot \sigma_c \cdot (h_0 - a') = 2 \cdot 38\,000 \cdot 88{,}3 - 7{,}63 \cdot 2500\ (66{,}5 - 3{,}5) =$$
$$= 5\,500\,000 \text{ kgcm};$$

$$A = \frac{kM_1}{bh_0^2} = \frac{5\,500\,00}{35 \cdot 66{,}5^2} = 35{,}6$$

Din tabela 14 se dă $p = 1{,}688\%$

$$F_a = \mu_t bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} = 0{,}01688 \cdot 35 \cdot 66{,}5 + 7{,}63 - \frac{2 \cdot 38\,000}{2500} = 16{,}52 \text{ cm}^2.$$

Exemplul 28. Se dau: $M = 5{,}1$ t m şi $N = 170$ t; dimensiunile secţiunii: $h = b = 50$ cm; beton marca 110; armătura St.O; $k = 2$.

Se cere să se găsească F_a şi F_a'.

Se ia: $a = a' = 4$ cm; $h_0 = 46$ cm.

Se calculează:

$$e_0 = \frac{510}{170} = 3{,}0 \text{ cm} = 0{,}065\, h_0 < 0{,}15\, h_0 \quad \text{— cazul 2.}$$

$$e = 3{,}0 + \frac{50}{2} - 4 = 24 \text{ cm.}$$

Se determină:

$$F_a' = \frac{kNe - 0{,}4\, R_i\, bh_0^2}{\sigma_c (h_0 - a')} = \frac{2 \cdot 170\,000 \cdot 24 - 0{,}4 \cdot 110 \cdot 50 \cdot 46^2}{2500\,(46 - 4)} = 33{,}38 \text{ cm}^2$$

$$F_a = \frac{kN(h_0 - e - a') - 0{,}4 R_i bh_0^2}{\sigma_c (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{2 \cdot 170\,000(46 - 24 - 4) - 0{,}4 \cdot 110 \cdot 50 \cdot 46^2}{2500\,(46 - 4)} = 14{,}0 \text{ cm}^2$$

Exemplul 29. Se dau: $M = 35$ t m şi $N = 20$ t; dimensiunile secţiunii: $h = 75$ cm; $b = 35$ cm; $F_a = 46{,}76$ cm; $F_a' = 9{,}63$ cm²; beton marca 110; armătura St.O.

Se cere să se determine coeficientul de siguranţă k.

Se ia: $a = 6$ cm; $a' = 4$ cm; $h_0 = 75 - 6 = 69$ cm.

$$e = \frac{35 \cdot 100}{20} + \frac{75}{2} - 6 = 206{,}5 \text{ cm} > 0{,}3\, h_0 \quad \text{— cazul 1.}$$

$$e' = e - (h_0 - a') = 206{,}5 - (69 - 4) = 141{,}5 \text{ cm.}$$

Se determină:

$$D_b = \left[(h_0 - e) + \sqrt{(h_0 - e)^2 + \frac{2(F_a e - F_a' e')\,\sigma_c}{bR_i}} \right] bR_i =$$

$$= \left[(69 - 206{,}5) + \sqrt{(69 - 206{,}5)^2 + \frac{246{,}76 \cdot 206{,}5 - 9{,}63 \cdot 141{,}5)\,2500}{35 \cdot 110}} \right] 35 \cdot 110 =$$

$$= [-137{,}5 + \sqrt{18\,906 + 10\,900}\,] \cdot 3850 = 135\,130 \text{ kg;}$$

$$kN = D_b - (F_a - F_a')\,\sigma_c = 135\,130 - (46{,}76 - 9{,}63)\,2500 = 42\,300 \text{ kg;}$$

$$k = \frac{42\,300}{20\,000} \approx 2{,}1$$

Exemplul 30. Cu datele din exemplul 24 să se calculeze armătura simetrică $F_a = F_a'$.

Se ia: $a = a' = 5{,}5$ cm; $h_0 = 75 - 5{,}5 = 69{,}5$ cm.

$$e = \frac{35 \cdot 100}{20} + \frac{75}{2} - 5{,}5 = 207{,}0 \text{ cm.}$$

Scanned with OKEN Scanner

Se determină:

$$F_a = F_a' = \frac{kN}{\sigma_c} \cdot \frac{e - h_0\left(1 - 05\ \frac{kN}{bh_0 R_i}\right)}{h_0 - a'} =$$

$$= \frac{2 \cdot 20\,000}{2500} \cdot \frac{207{,}0 - 69{,}50\left(1 - 0{,}5\ \frac{2 \cdot 20\,000}{35 \cdot 69{,}5 \cdot 110}\right)}{69{,}5 - 5{,}5} = 35{,}68\ \text{cm}^2$$

$$F_a + F_a' = 71{,}36\ \text{cm}^2 > 48{,}15 + 5{,}71 = 53{,}86\ \text{cm}^2,$$

adică, în cazul dat, armătura simetrică este evident desavantajoasă, deoarece ea dă un consum de armătură cu 32,5% mai mare decât cea nesimetrică.

Exemplul 31. Se dau: $M = 38$ t m și $N = 92$ t; dimensiunile secțiunii: $h = 70$ cm; $b = 50$ cm; beton marca 110; armătura St.O; $k = 2$.

Se cere să se calculeze armătura simetrică $F_a = F_a'$.

Se ia: $a = a' = 4$ cm; $h_0 = 66$ cm.

Se calculează:

$$\frac{kN}{bh_0 R_i} = \frac{2 \cdot 92\,000}{50 \cdot 66 \cdot 110} = 0{,}507 < 0{,}55 \text{—cazul 1}$$

$$\text{Se determină } e = \frac{38 \cdot 100}{92} = \frac{70}{2} - 4 = 72\ \text{cm};$$

$$F_a = F_a' = \frac{kN}{\sigma_c} \frac{e - h_0\left(1 - 0{,}50\ \frac{kN}{bh_0 R_i}\right)}{h_0 - a'} =$$

$$= \frac{2 \cdot 92\,000}{2500} \frac{72 - 66\left(1 - 0{,}5\ \frac{2 \cdot 92\,000}{50 \cdot 66 \cdot 110}\right)}{66 - 4} = 26{,}95\ \text{cm}^2$$

Exemplul 32. Se dau: $M = 25$ t m și $N = 90$ t; dimensiunile secțiunii: $h = 65$ cm și $b = 35$ cm; $F_a = F_a' = 22{,}6$ cm²; beton marca 140, armătura St.3; $\frac{l_0}{h} < 10$.

Se cere să se determine k. Se ia: $a = a' = 4$ cm; $h_0 = 61$ cm.

Se calculează:

$$e = \frac{25 \cdot 100}{90} + \frac{65}{2} - 4 = 56{,}3\ \text{cm}.$$

$$kN = \frac{0{,}4\, bh_0^2 R_i + F_a' \cdot \sigma_c (h_0 - a')}{e} = \frac{0{,}4 \cdot 35 \cdot 61^2 \cdot 135 + 22{,}6 \cdot 2850(61 - 4)}{56{,}3}$$

$$= 190\,000\ \text{kg} = 190\ \text{t}.$$

$$\frac{kN}{bh_0 R_i} = \frac{190\,000}{35 \cdot 61 \cdot 135} = 0{,}66 > 0{,}55 \text{— cazul 2.}$$

Prin urmare:

$$k = \frac{190}{90} = 2{,}1$$

§. 36. CALCULUL ARMĂTURII TRANSVERSALE
(verificare la alunecare)

La elementele comprimate excentric, calculul armăturii transversale se poate face după stadiul elastic.

Se deosebesc trei cazuri: a) dacă forța longitudinală este mare în comparație cu momentul, eforturile unitare de lunecare sunt neînsemnate și se pot neglija; b) dacă momentul este atât de mare în comparație cu forța longitudinală, încât aceasta din urmă poate fi neglijată, calculul la alunecare se face ca și în cazul încovoierii; c) dacă momentul și forța longitudinală sunt apreciabile este necesară o verificare specială la alunecare.

In ultimul caz, efortul unitare de lunecare se poate determina cu ajutorul formulei:

$$\tau = \frac{QS_i}{bI_i}$$

în care S_i este *momentul static* al părții corespunzătoare a secțiunii ideale în raport cu axa care trece prin *centrul de greutate al secțiunii,* paralel cu axa neutră (însă nu în raport cu aceasta din urmă);

I_i — momentul de inerție al secțiunii ideale în raport cu aceeași axă.

In acest caz, pot exista două soluții:

a) dacă axa neutră intersectează secțiunea, calculul se face pe baza efortului unitar de forfecare calculat cu ajutorul formulei de mai sus și care este egal cu efortul unitar principal de întindere ($\tau_0 = \sigma_{pr}$);

b) dacă axa neutră nu trece prin secțiune, efortul unitar maxim tangențial τ_0 se produce în axa care trece prin centrul de greutate al secțiunii ideale; efortul unitar principal de întindere respectiv este:

$$\sigma_{pr} = -\frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau_0^2},$$

în care σ este efortul unitar datorit forței longitudinale de compresiune N.

După determinarea lui σ_{pr}, restul calculului la alunecare nu diferă de calculul similar pentru cazul încovoierii.

Această metodă de calcul pentru armătura transversală la elementele comprimate excentric nu poate fi considerată satisfăcătoare. Este necesară o metodă mai perfecționată de calcul la forțe tăietoare, după stadiul de rupere; după cum se vede, pentru majoritatea cazurilor, calculul după secțiunile oblice se va deosebi și aici puțin de calculul unitar al elementelor supuse la încovoiere.

§ 37. CALCULUL ELEMENTELOR CU SECȚIUNEA T

1. Formulele de bază pentru calcul

Secțiunea T, care lucrează la compresiune excentrică, se întâlnește relativ rar, de exemplu la arce, și, uneori la stâlpii cadrelor.

La calculul elementelor secțiunii T cu placa așezată la partea comprimată a secțiunii se deosebesc două cazuri:

a) atunci când $h_p < 0{,}1\ h_0$, placa nu se ia în considerare, iar calculul se face ca și pentru secțiunea dreptunghiulară de lățimea b;

b) atunci când $h_p \geqslant 0{,}1\ h_0$, placa comprimată a secțiunii se introduce în calcul.

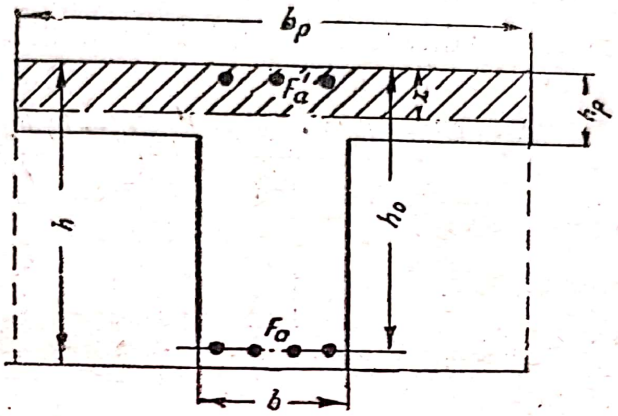


Fig. 192.

In cel din urmă caz, când $x \leqslant h_p$, adică atunci când axa neutră intersectează placa, calculul se face, ca și pentru secțiunea dreptunghiulară de lățime egală cu lățimea plăcii b_p (fig. 192).

Pentru a verifica dacă axa neutră cade în placă, înălțimea zonei comprimate x se poate determina cu ajutorul formulei pentru secțiunea dreptunghiulară cu o lățime b_p.

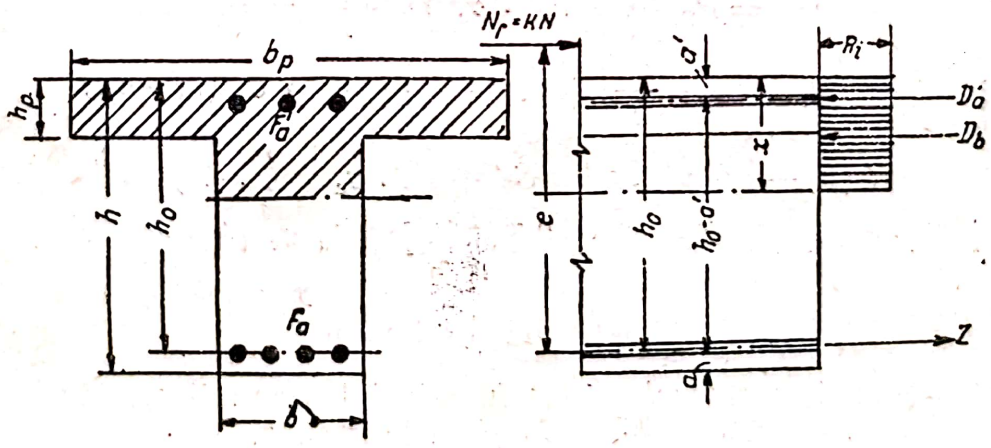


Fig. 193.

Pentru $x > h_p$ — formulele de bază pentru calcul se obțin la fel ca pentru o secțiune simetrică oarecare.

a) Cazul 1. Egalând cu zero suma momentelor forțelor care acționează în secțiune (fig. 193), luate în raport cu centrul de greutate al ar-

măturii întinse și suma proiecțiilor tuturor forțelor pe axa elementului, se obțin formule asemănătoare formulelor (213) și (214):

$$kNe = R_i\, S_b + F'a \cdot \sigma_c\, (h_0 - a') =$$

$$= R_i \left[(b_p - b)\, h_p \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) + bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \right] + F_a'\, \sigma_c (h_0 - a'); \qquad (262)$$

$$kN = R_i\, F_b - (F_a - F_a') \cdot \sigma_c] = R_i\, [(b_p - b)\, h_p + b\, x] - (F_a - F_a') \cdot \sigma_c \qquad (263)$$

Poziția axei neutre, adică mărimea lui x se determină din formula (263):

$$x = \frac{kN + (F_a + F_a') \cdot \sigma_c - R_i\, (b_p - b)\, h_p}{bR_i} \qquad (264)$$

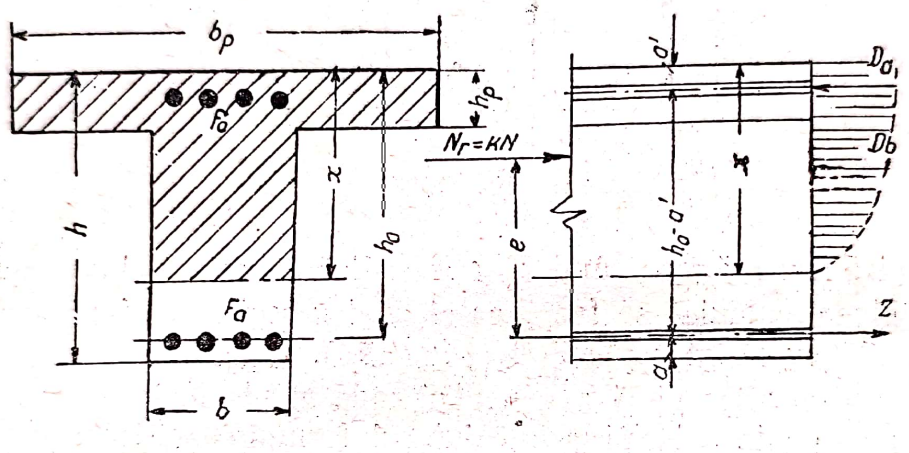


Fig. 194.

b) Cazul 2. Formulele de calcul (220) și (221) iau forma (fig. 194):

$$kNe = R_{pr}\, S_0 + F_a' \cdot \sigma_c\, (h_0 - a') =$$

$$= R_{pr} \left[(b_p - b)\, h_p \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) + 0{,}5\, bh_0^2 \right] + F_a' \cdot \sigma_c\, (h_0 - a'); \qquad (265)$$

$$kN\, (h_0 - e - a') \leqslant R_{pr}\, S_0' + F_a \cdot \sigma_c\, (h_0 - a') =$$

$$= R_{pr}\, [\, (b_p - b) h_p\, (0{,}5\, h_p - a') + 0{,}5\, bh_0'^2\,] + F_a\, \sigma_c\, (h_0 - a') \qquad (266)$$

2. Calculul secțiunilor

a) Cazul 1. Pentru $h_p < 0{,}1\, h$, calculul secțiunii armăturii se face ca și pentru secțiunea dreptunghiulară cu lățimea b.

Pentru $h_p > 0{,}1\, h$, calculul secțiunii armăturii se face în felul următor:

Se determină întâi valoarea momentului de rupere kM_p, care poate fi preluat de placa secțiunii T și de secțiunea minimă (constructivă) a armăturii comprimate $F_a' = 0{,}002\, bh_0$:

$$kM_p = R_i b_p\, h_p \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right) + F_a' \sigma_c\, (h_0 - a') \qquad (267)$$

Dacă $kM_p \geqslant kNe$, atunci $x \leq h_p$ și calculul secțiunii armăturii trebue să se facă în același fel ca pentru o secțiune dreptunghiulară de lățime b_p.

Dacă $kM_p < kNe$, atunci $x > h_p$ și, în acest caz, momentul forțelor interioare în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse va fi determinat ca suma a trei momente:

$$kNe = kM_a + kM_1 + kM' \tag{268}$$

Momentul kM_a, preluat de aripile (consolele) secțiunii T, și de secțiunea corespunzătoare a armăturii întinse F_a, se determină cu ajutorul formulelor:

$$kM_a = R_i\ (b_p - b)\ h_p \left(h_o - \frac{h_p}{2} \right); \tag{269}$$

$$F_{a,a} = \frac{kM_a}{\sigma_c z} = \frac{R_i\ (b_p - b)\, h_p \left(h_0 - \frac{h_p}{2} \right)}{\sigma_c \left(h_o - \frac{h_p}{2} \right)} = \frac{R_i\ (b_p - b) h_p}{\sigma_c} \tag{270}$$

Momentul kM_1, preluat de secțiunea dreptunghiulară a nervurii, atunci când $x = 0{,}55\ h_0$ și secțiunea respectivă a armăturii F_a va fi:

$$kM_1 = 0{,}4\ bh_0^2\ R_i \tag{271}$$

$$F_{a1} = \mu_1\ bh_0 = \frac{0{,}55\ bh_o R_i}{\sigma_c} \tag{272}$$

Momentul kM', preluat de armătura comprimată F_a' și de o secțiune egală cu aceasta a armăturii întinse:

$$kM' = kNe - kM_a - kM_1; \tag{273}$$

armătura corespunzătoare fiind:

$$F_a' = \frac{kM'}{\sigma_c\ (h_0 - a')} \tag{274}$$

In acest fel, secțiunea totală a armăturii întinse este:

$$F_a = F_{a,a} + F_{a1} + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} = \frac{R_i\ (b_p - b)\ h_p + 0{,}55\ bh_o\ R_i - kN}{\sigma} + F'_a; \tag{275}$$

b) Cazul 2. Secțiunea de calcul a armăturii F_a și F_a' se obține din formulele de bază respective (265) și (266):

$$F_a' = \frac{kNe - R_{pr}\left[\left((b_p - b)\ h_p \left(h_o - \frac{h_p}{2} \right) \right) + 0{,}5\ bh_0^2 \right]}{\sigma_c\ (h_0 - a')} \tag{276}$$

$$F_a = \frac{kN(h_0 - e - a') - R_{pr}[(b_p - b)h_p(0{,}5h_p - a') + 0{,}5bh_0'^2}{\sigma_c\ (h_0 - a')} \tag{277}$$

3. Verificarea rezistenței secțiunilor

a) Cazul 1. Formulele de calcul se obțin din formulele de baza (262) și (263), împărțind ambele părți ale primei formule cu $R_i\, bh_0 e$, iar a celei de a doua cu $R_i\, bh_0$:

$$\frac{kN}{R_i bh_0} = \frac{h_0\left[\left(\frac{b_p}{b}-1\right)\frac{h_p}{h_0}\left(1-\frac{h_p}{2h_0}\right)+\frac{x}{h_0}\left(1-\frac{x}{2h_0}\right)+\frac{F_a'\,\sigma_c}{R_i bh_0}\left(1-\frac{a'}{h_0}\right)\right]}{e}; \quad (278)$$

$$\frac{kN}{R_i \cdot bh_0} = \left(\frac{b_p}{b}-1\right)\frac{h_p}{h_0}+\frac{x}{h_0}-\frac{F_a-F_a'}{R_i bh_0}\sigma_c \quad (279)$$

Problema se rezolvă prin aproximații succesive, pentru diferite valori ale lui $\frac{x}{h_0}$, până când se obține aceeași valoare $\frac{kN}{R_i bh_0}$ pentru ambele formule.

Pentru $\frac{x}{h_0} \leqslant \frac{b_p}{h_0}$, coeficientul de siguranță se determină ca și pentru o secțiune dreptunghiulară de lățime b_p.

b) Cazul 2. Coeficientul de siguranță se determină plecând direct dela formulele de bază (265) și (266):

$$k = \frac{R_{pr}\left[(b_p-b)h_p\left(h_0-\frac{h_p}{2}\right)+0{,}5\ bh_0^2\right]+F_a'\cdot\sigma_c(h_0-a')}{Ne} \quad (280)$$

sau

$$k = \frac{R_{pr}\left[(b_p-b)h_p(0{,}5\ h_p-a')+0.5\ bh_0'^2+F_a\ \sigma c(h_0-a')\right.}{N(h_0-e-a')} \quad (281)$$

4. Indicațiile Instrucțiunilor (I—123—49)

1. Dacă

$$\frac{kNe-F_a'\cdot\sigma_c(h_0-a')}{bh_0^2R_i} < A_{0p} \quad (282)$$

în care

$$A_{0p} = \frac{b_p h_p}{bh_0}\left((1-0{,}5\ \frac{h_p}{h_0}\right), \quad (282\ a)$$

axa neutră cade în placă și secțiunea T se calculează ca o secțiune dreptunghiulară cu lățimea b_p.

2. Dacă

$$\frac{kNe}{bh_0^2R_i} > A_{0,c} \tag{283}$$

în care

$$A_{0c} = 0{,}4\left[1+2\,\frac{h_p}{h_0}\left(\frac{b_p}{b}-1\right)\left(1-0{,}5\,\frac{h_p}{h_0}\right)\right], \tag{283 a}$$

este necesară o armătură comprimată a cărei secțiune se determină cu ajutorul formulei

$$F_a' = \frac{kNe - A_{0,c}bh_0^2R_i}{\sigma_c\,(h_0 - a')} \tag{284}$$

Secțiunea armăturii

$$F_a = \alpha_c\,\frac{R_i}{\sigma_c}\,bh_0 + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c}, \tag{285}$$

în care

$$\alpha_c = 1 + \frac{h_p}{h_0}\left(\frac{b_p}{b}-1\right) - 0{,}45\,\sqrt{1+2\,\frac{h_p}{h_0}\left(\frac{b_p}{b}-1\right)\left(1-0{,}5\,\frac{h_p}{h_0}\right)} \tag{285 a}$$

3. Dacă $\frac{kNe}{bh_0^2R_i} \leq A_{0,c}$ (286)

armătura comprimată F_a' nu mai este necesară,

4. Dacă este necesar să se mărească secțiunea armăturii comprimate F_a' (din considerente constructive), precum și în cazul unei armături date F_a', a cărei secțiune nu trebue să fie în niciun caz mai mică decât cea rezultată din calculul după formulă (284), secțiunea armăturii F_a se determină:

a) atunci când este satisfăcută condiția (282), ca pentru o secțiune dreptunghiulară cu lățimea b_p;

b) atunci când nu este satisfăcută condiția (282), din formula (287); în acest caz, dacă armătura F_a' lipsește, în formulele (287) și (288) valoarea ei se ia egală cu zero:

$$F_a = F_{a1} + (b_p - b)\,h_p\,\frac{R_i}{\sigma_c} + F_a' - \frac{kN}{\sigma_c} \tag{287}$$

în care F_{a1} este secțiunea armăturii, care se determină, ca și la calculul secțiunilor dreptunghiulare ale elementelor care lucrează la încovoiere, având lățimea secțiunii b, pentru momentul:

$$kM_1 = kNe - kM_a - F_a' \cdot \sigma_c\,(h_0 - a'), \tag{288}$$

în care kM_a este momentul preluat de aripile stâlpilor și se determină cu ajutorul formulei

$$kM_a = A_{0,a}\,bh_0^2\,R_i = \frac{h_p}{h_0}\left(\frac{b_p}{b}-1\right)\left(1-0{,}5\,\frac{h_p}{h_0}\right)bh_0^2\,R_i \tag{289}$$

Scanned with OKEN Scanner

5. Atunci când calculul se face conform formulei (287), valoarea lui F_a este negativă şi, prin urmare, armătura întinsă nu este necesară; armătura F_a trebue să fie verificată suplimentar cu formula:

$$F_a \geqslant \frac{kN(h_0 - a' - e) - R_{pv}S_0'}{\sigma_c(h_0 - a')}; \qquad (290)$$

în acest caz, valoarea lui S_0' trebue să se ia de cel mult 0,55 bh_0^2.

§ 38. CALCULUL ELEMENTELOR CU SECŢIUNE INELARĂ ŞI CU SECŢIUNE CIRCULARĂ

1. Secţiunea inelară

Elementele cu secţiunea inelară (tubulare), care lucrează la compresiune excentrică se întâlnesc destul de des sub formă de stâlpi, piloţi, piloni, la linii de forţă etc., confecţionaţi prin metoda centrifugală, precum şi sub formă de coşuri de fum la fabrici etc.

In calculul elementelor comprimate excentric cu secţiune inelară (fig. 195) şi cu armătura aşezată uniform pe circumferinţă (cel puţin şase bare) se deosebesc deasemenea două cazuri:

a) Cazul 1. *La ruperea elementului, curg atât armătura întinsă, cât şi armătura comprimată, iar betonul în zona comprimată atinge rezistenţa de rupere* (fig. 196).

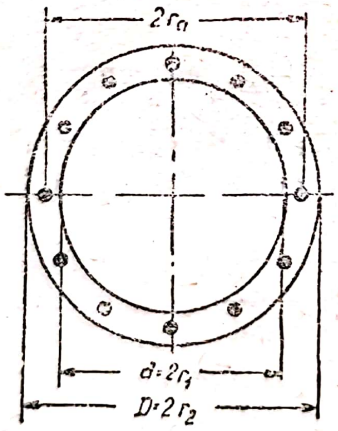


Fig. 195.

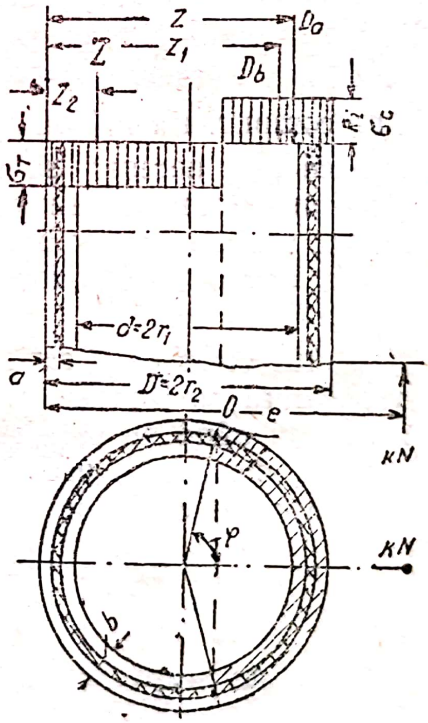


Fig. 196.

Deducerea formulei de calcul se face deasemenea, pornind dela cele două condiţii de echilibru ale forţelor interioare şi exterioare în momentul ruperii elementului:

$$kN + Z - D_b - D_a = 0;$$

$$kNe - D_b z_1 - D_a z + Z z_2 = 0.$$

Pentru simplificarea calculelor, limita dintre zona comprimată și cea întinsă se ia după liniile razelor secțiunii, care formează un unghi 2φ. Afară de aceasta, (acoperitor pentru coeficientul de siguranță) secțiunea armăturii se consideră un inel metalic continuu, așezat în interiorul peretelui de beton, având raza $r_a = \frac{r_1 + r_2}{2}$.

Fără a da aici deducerea amănunțită a calculului[1]), se va scrie formula finală:

$$kNe_0\,\eta = \frac{1}{\pi}\left(R_i F\,\frac{r_1+r_2}{2} + 2F_a \cdot \sigma_c \cdot r_a\right) \sin\frac{\pi(kN + F_a \cdot \sigma_c)}{R_i F + 2F_a\,\sigma_c}; \qquad (291)$$

După cum au confirmat cercetările experimentale efectuate la Institutul ȚNIPS, formula (291) este aplicabilă atunci când este satisfăcută condiția:

$$\frac{kN}{FR_i} \leq 0{,}5. \qquad (292)$$

Atunci când coeficientul de subțirime al elementelor comprimate excentric cu secțiunea inelară este $\frac{l_0}{D} < 8$, coeficientul η se ia egal cu unitatea.

Calculul elementelor comprimate excentric, cu secțiune inelară, conform cazului 1, se recomandă să se facă după tabela 31, care conține valorile $\frac{e_0}{r_a}\eta$, în funcție de parametrii $n_1 = \frac{kN}{FR_i}$ și $\alpha = \frac{F_a \cdot \sigma_c}{FR_i}$.

La calculul secțiunilor, se pot prezenta două cazuri:

1. Fiind date M, N, σ_c, R_i, r_1, r_2 și k, se cere să se determine F_a.

Se determină:

$$n_1 = \frac{kN}{FR_i} \qquad \frac{e_0\eta}{r_a} = \frac{2e_0\eta}{r_1+r_2} = \frac{2M}{N(r_1+r_2)},$$

apoi, din tabela 31, se găsește α și se calculează:

$$F_a = \alpha\frac{R_i}{\sigma_c}F$$

Dacă $n_1 > 0{,}5$, calculul secțiunii armăturii se face direct cu formula utilizată în cazul 2.

2. Fiind date M, N σ_c, R_i, r_1, r_2 și F_a, se cere să se determine coeficientul de siguranță k.

[1]) S. A. Dmitriev, Calculul elementelor de beton armat cu secțiune inelară, revista „Industria construcțiilor" Nr. 2/1940.

Tabela 31

Valorile $\frac{e_0}{r_a}$ η pentru calculul elementelor comprimate excentric, cu secțiunea inelară cu armătura distribuită uniform, în funcție de $n_1 = \frac{kN}{FR_i}$ și $\alpha = \frac{F_a \cdot \sigma_c}{FR_i}$

α \ n_1	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,05	1,454	1,262	1,146	1,059	0,982	0,910	0,840	0,770	0,700
0,10	1,910	1,550	1,350	1,212	1,103	1,008	0,922	0,842	0,764
0,15	2,351	1,829	1,549	1,362	1,221	1,105	1,004	0,919	0,828
0,20	2,779	2,101	1,742	1,509	1,339	1,202	1,086	0,984	0,891
0,25	3,195	2,365	1,931	1,654	1,454	1,297	1,168	1,055	0,955
0,30	3,601	2,625	2,117	1,797	1,568	1,392	1,249	1,126	1,019
0,35	3,999	2,879	2,300	1,938	1,682	1,487	1,330	1,197	1,082
0,40	4,389	3,129	2,481	2,077	1,795	1,581	1,411	1,268	1,146
0,45	4,772	3,375	2,659	2,215	1,907	1,675	1,491	1,339	1,210
0,50	5,150	3,619	2,835	2,353	2,018	1,769	1,572	1,410	1,273
0,55	5,523	3,859	3,011	2,489	2,129	1,862	1,652	1,482	1,337
0,60	5,891	4,097	3,185	2,624	2,240	1,955	1,733	1,552	1,401
0,65	6,255	4,334	3,357	2,759	2,350	2,048	1,813	1,623	1,464
0,70	6,616	4,568	3,529	2,894	2,460	2,141	1,894	1,694	1,528
0,75	6,973	4,800	3,699	3,027	2,569	2,233	1,974	1,765	1,592
0,80	7,328	5,031	3,869	3,161	2,678	2,326	2,054	1,836	1,655

Dimensiuni: N — în kg; r_a — în cm; F_a și F în cm² R_i și σ_c — în kg/cm²

Se determină:

$$\alpha = \frac{F_a \cdot \sigma_c}{FR_i} \quad \text{și} \quad \frac{e_0 \eta}{r_a} = \frac{2M}{N(r_1 + r_2)} .$$

Apoi se găsește din tabela 31 pe n_1 și se calculează:

$$k = n_1 \frac{R_i}{\sigma_c} F$$

Dacă $n_1 > 0{,}5$ coeficientul de siguranță se determină direct cu formula utilizată pentru cazul 2.

b Cazul 2. *Ruperea elementului se produce, fie în zona comprimată, fie în zona întinsă; în cazul excentricităților mici, ruperea se produce în zona cea mai comprimată.*

Pentru acest caz, formula de calcul se deduce deasemenea din condiția de echilibru a momentelor forțelor exterioare și interioare, în raport cu marginea exterioară a secțiunii, cu introducerea unor coeficienți empirici. Sub formă definitivă, momentul de rupere în raport cu tangenta la inel în punctul cel mai depărtat de rezultanta forțelor exterioare, este egal:

$$kN\ (e_0 \eta + r_a) = \left(R_{pr} F + \frac{2}{3} F_a \cdot \sigma_c \right) r_a \qquad (293)$$

Cu această formulă se efectuează calculul și verificarea secțiunilor. Ea este aplicabilă atunci când este satisfăcută condiția:

$$\frac{kN}{FR_i} > 0{,}5 \qquad (294)$$

Atunci când secțiunea betonului este dată, secțiunea întregii armături se determină cu ajutorul formulei

$$F_a = 1{,}5\,\frac{kN\left(\frac{e_0\eta}{r_a}+1\right)-R_{pr}F}{\sigma_c} \qquad (295)$$

2. Secțiunea circulară

Elementele comprimate excentric, cu secțiunea circulară, armată cu cel puțin șase bare egale, așezate uniform dealungul circumferinței, (fig. 197) se calculează cu ajutorul următoarelor formule:

a) Cazul 1. $\varphi < 95°$, unde φ reprezintă jumătatea unghiului la centru, care cuprinde zona comprimată a secțiunii.

Valoarea forței longitudinale de rupere kN se determină rezolvându-se concomitent ecuațiile:

$$kN - \frac{\varphi - \sin\varphi\cos\varphi}{\pi} R_i F + \left(1 - \frac{2\varphi}{\pi}\right) F_a \cdot \sigma_c = 0; \qquad (296)$$

$$kN\,(e_0\eta + r_a) - \frac{\sin^3\varphi}{3\pi} R_i FD + \frac{\sin\varphi}{\pi}(D-2a)F_a \cdot \sigma = 0. \qquad (297)$$

b) Cazul 2.

$\varphi > 95°$. Formula de calcul are forma

$$kN\,(e_0\,\eta + r_a) = \left(R_{pr}F + \frac{2}{3}F_a \cdot \sigma_c\right) r_a. \qquad (298)$$

Secțiunea totală a armăturii F_a, pentru o secțiune a elementului, poate fi determinată cu ajutorul formulei (295).

In cazul unui coeficient de subțirime al elementelor comprimate excentric, de secțiune circulară $\frac{l_0}{D} < 8$, coeficientul η se ia egal cu unitatea.

In Instrucțiunile I—123—49, pentru calculul secțiunilor circulare se dau două tabele (pentru $a = 0{,}05\,D$ și $a = 0{,}08\,D$).

§ 39. CALCULUL ELEMENTELOR INTINSE EXCENTRIC

Elementele de beton armat întinse excentric se întâlnesc mult mai rar decât cele comprimate excentric. Din această categorie fac parte: pereții rezervoarelor dreptunghiulare, ai buncărelor și silozurilor de aceeași formă; timpanele pânzelor curbe lungi și ale acoperișurilor în linie frântă, tiranții arcelor cu tavan suspendat etc.

1. Elemente cu o secțiune simetrică oarecare

In funcție de punctul de aplicație al forței longitudinale de întindere, se deosebesc două cazuri:

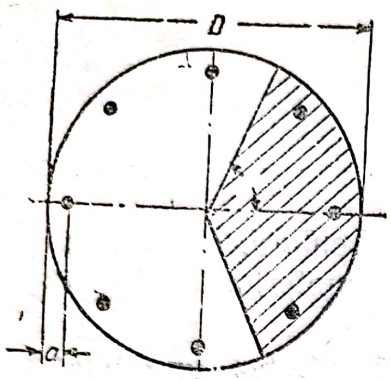


Fig. 197.

a) Cazul 1. *Forța longitudinală N este aplicată între centrele de greutate ale armăturii* F_a *și* F_a' (fig. 198, *a*).

In acest caz, dacă se ține seamă de participarea betonului la preluarea eforturilor de întindere, vor lucra numai secțiunile armăturii F_a și F_a', între care forța longitudinală de întindere N se va repartiza după legea pârghiei.

Pentru determinarea lui F_a și F_a' se scriu ecuațiile momentelor în raport cu *axele* care trec prin centrele lor de greutate.

$$F_a \cdot \sigma_c \ (h_0 - a') = kNe' \ ,$$
$$F'_a \cdot \sigma_c \ (h_0 - a') = kNe, \ .$$

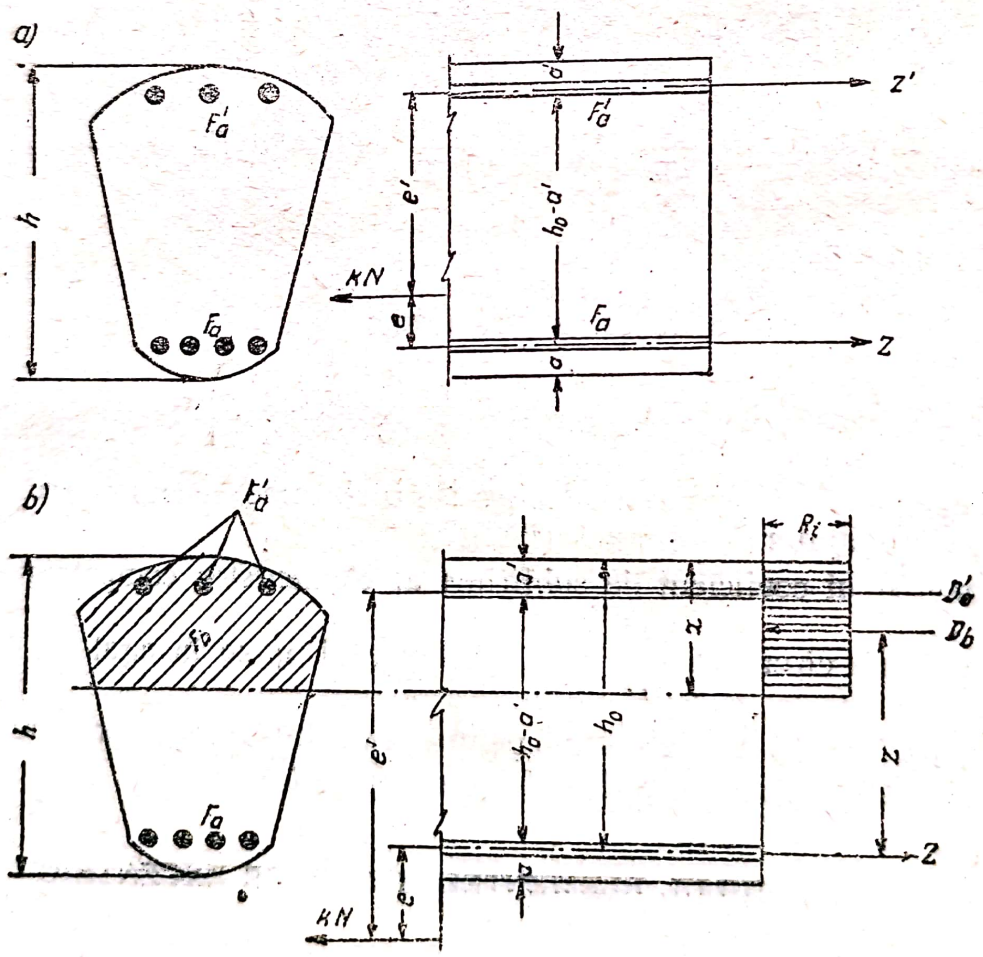


Fig. 198.

de unde

$$F_a = \frac{kNe'}{\sigma_c \ (h_0 - a')} \ ; \qquad (299)$$

$$F'_a = \frac{kNe}{\sigma_c (h_0 - a')}; \qquad (300)$$

b) Cazul 2. *Forța longitudinală N este aplicată înafara limitelor centrelor de greutate ale armăturilor F_a și F'_a* (fig. 198, *b*).

In acest caz, o parte din secțiune este întinsă, iar o parte comprimată, starea de tensiune fiind asemănătoare stării în cazul compresiunii excentrice din cazul 1, dar diferind de aceasta numai prin orientarea (în sens contrar) forței N și prin poziția ei (excentrică) în raport cu armătura întinsă.

Formulele de calcul se obțin pe aceeași cale, că și formulele pentru cazul 1 al compresiunii excentrice:

$$kNe = F_b R_i z + F'_a \sigma_c (h_0 - a'); \qquad (301)$$

$$kN = (F_a - F'_a) \cdot \sigma_c - F_b R_i \qquad (302)$$

In acest caz, se iau drept condiții de aplicabilitate a acestor formule:

$$S_b \leq 0{,}8 S_0$$

$$z \leq h_0 - a'$$

Poziția axei neutre poate fi găsită din ecuația momentelor, în raport cu punctul de aplicare al forței longitudinale N:

$$R_i S_{b,N} + (F'_a e' - F_a e) \cdot \sigma_c = 0 \qquad (303)$$

2. Elemente cu secțiune dreptunghiulară

a) Cazul 1. $e_0 < \frac{h}{2} - a$ (fig. 199)

Formulele de calcul deduse mai sus (299) și (300) rămân neschimbate.

Atunci când se cunosc dimensiunile secțiunii și marca betonului și a oțelului, forța longitudinală de rupere kN se determină din valoarea minimă a două expresii:

$$kN = \frac{F'_a \cdot \sigma_c (h_0 - a')}{\frac{h}{2} + e_0 - a'}; \qquad (304)$$

$$kN = \frac{F'_a \cdot \sigma_c (h_0 - a')}{\frac{h}{2} - e_0 - a}. \qquad (305)$$

b) Cazul 2. $e_0 > \frac{h}{2} - a$.

Formulele de calcul de bază (301) și (302) au următoarea formă:

$$kNe = R_i bx\left(n - \frac{x}{2}\right) + F'_a \cdot \sigma_c (h - a'); \qquad (306)$$

$$kN = (F_a - F'_a) \sigma_c - R_i bx. \qquad (307)$$

In acest caz, trebue să fie respectate condițiile:

$$x \leq 0{,}55\ h_0$$

și

$$x \geq 2a' \text{ sau } z \leq h_0 - a' \tag{308}$$

Poziția axei neutre se determină din ecuația momentelor, în raport cu punctul de apicare al forței longitudinale N:

$$R_i\ bx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) + (F'_a\ e' - F_a\ e) \cdot \sigma_c = 0. \tag{309}$$

Secțiunea totală cea mai economică a armăturii $F_a + F'_a$ se obține deasemenea pentru $x = 0{,}55\ h_0$, deoarece formula (236) rămâne adevărată și pentru întinderea excentrică.

Secțiunile armăturii F'_a și F_a se determină deasemenea cu formule analoage, cu excepția că în formula pentru F_a, semnul dinaintea termenului care conține forța N se schimbă, adică:

$$F'_a = \frac{kNe - 0{,}4\ bh_0^2\ R_i}{\sigma_c\ (h_0 - a')}; \tag{310}$$

$$F_a = \frac{0{,}55\ bh_0\ R_i + kN}{\sigma_c} + F'_a \tag{311}$$

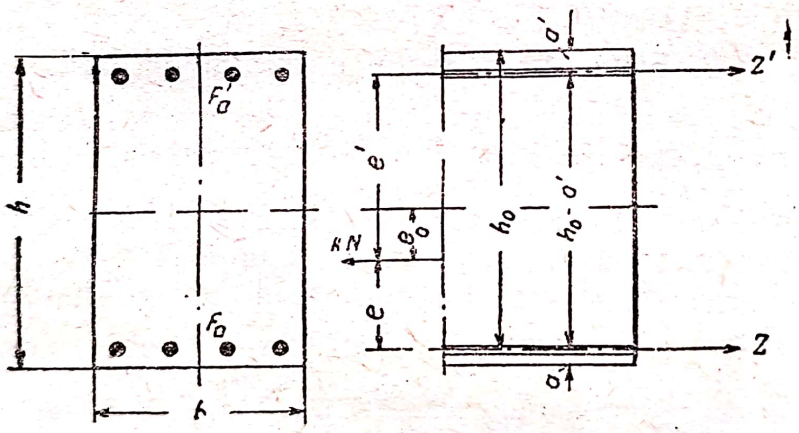


Fig. 199.

Secțiunea F_a obținută cu ajutorul formulei (311), nu trebue să fie mai mică decât cea indicată în tabela 12; în caz contrar, ea trebue să fie mărită până la valoarea din tabelă. Secțiunea armăturii comprimate F'_a trebue să reprezinte cel puțin 0,2% din secțiunea de beton considerată în calcul. Dacă valoarea F'_a se ia constructiv, atunci, considerând-o dată, se găsește

$$kM_1 = kNe - F'_a \cdot \sigma_c\ (h_0 - a') = Abh_0^2,$$

de unde

$$A = \frac{kM_1}{bh_0^2}$$

și

$$F_a = \mu_1\ bh_0 + F'_a + \frac{kN}{\sigma_c}. \tag{312}$$

Dacă valoarea $kM_1 < 2R_i\, ba'\ (h_0 - a')$, adică atunci când $x \leq 2a$ sau $z > h - a'$, secțiunea armăturii întinse F_a se determină cu ajutorul formulei:

$$F_a = \frac{kNe}{\sigma_a\ (h_0 - a')} + \frac{kN}{\sigma_c} = \frac{kN}{\sigma_c}\left(\frac{e}{h_0 - a'} + 1\right) \qquad (313)$$

Dacă din formula (310) rezultă însă pentru F'_a o valoare negativă, adică aceasta nu este necesară din calcul, atunci secțiunea armăturii întinse F_a se determină cu ajutorul formulei (312) considerând F'_a egal cu zero.

Exemplul 33. Se dau: forța de întindere $N = 50$ t și $M = 4{,}5$ tm. Dimensiunile secțiunii $h = 45$ cm și $b = 30$ cm; beton marca 140; armătura St. 0; $k = 1{,}8$.

Se cere să se găsească F_a și F_a'.

Se ia: $a = a' = 4$ cm; $h_0 = 50 - 4 = 46$ cm.

Se determină:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4{,}5 \cdot 100}{50} = 9 \text{ cm} < \frac{h}{2} - a = \frac{45}{2} - 4 \text{ — cazul 1.}$$

$$F_a = \frac{kN\left(e_0 + \frac{h}{2} - a'\right)}{\sigma_a\ (h - a')} = \frac{1{,}8 \cdot 50\,000\left(9 + \frac{45}{2} - 4\right)}{2500\ (41-4)} = 26{,}76 \text{ cm}^2;$$

$$Fa' = \frac{kN\left(\frac{h}{2} - e_0 - a\right)}{\sigma_a\ (h_0 - a')} = \frac{1{,}8 \cdot 50\,000\left(\frac{45}{2} - 9 - 4\right)}{2500\ (41-4)} = 9{,}24 \text{ cm}^2$$

Exemplul 34. Se dau: forța de întindere $N = 25$ t și $M = 10$ tm. Dimensiunile secțiunii; $h = 50$ cm și $b = 40$ cm; beton marca 140; armătura St. 3; $k = 2$.

Se cere să se găsească F_a și F_a'.

Se ia: $a = a' = 4$ cm; $h_0 = 50 - 4 = 46$ cm.

Se determină:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10 \cdot 100}{25} = 40 \text{ cm} > \frac{50}{2} - 4 \text{ — cazul 2.}$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a' = 40 - \frac{50}{2} + 4 = 19 \text{ cm}$$

$$Fa' = \frac{kNe - 0{,}4\ bh_0^2\ R_i}{\sigma_c\ (h_0 - a')} = \frac{2 \cdot 25000 \cdot 19 - 0{,}4 \cdot 40 \cdot 46^2 \cdot 135}{2850\ (46-4)} < 0$$

Se ia:

$$F_a' = 0{,}002 \cdot 40 \cdot 46 = 3{,}68 \text{ cm}^2$$

$$kM_1 = kNe - F_a' \cdot \sigma_c\ (h_0 - a') = 2 \cdot 25000 \cdot 19 - 3{,}68 \cdot 2850\ (46-4) = 502\,500 \text{ kgcm};$$

$$A = \frac{kM_1}{bh_0^2} = \frac{509\,500}{40 \cdot 46^2} = 6{,}02;$$

$$z = 0{,}977 \cdot 46 > h_0 - a' = 42 \text{ cm.}$$

Deaceea:

$$F_a = \frac{kN}{\sigma_c}\left(\frac{e}{h_0 - a'} + 1\right) = \frac{2 \cdot 25\,000}{2850}\left(\frac{19}{46-4} + 1\right) = 25{,}48 \text{ cm}^2$$

Scanned with OKEN Scanner

§ 40. CALCULUL ELEMENTELOR COMPRIMATE EXCENTRIC ŞI INTINSE EXCENTRIC CONFORM PROIECTULUI DE „CODEX AL DISPOZIŢIILOR OFICIALE"

Eforturile de calcul în secţiunile simetrice ale elementelor comprimate excentric şi întinse excentric pot fi obţinute uşor folosind formulele deduse în § 33, 34, 35 şi 39.

A. ELEMENTE COMPRIMATE EXCENTRIC

1. Elemente cu o secţiune simetrică oarecare

a) Cazul 1. Excentricităţi mari; $S_b \leq 0{,}8\ S_0$ şi afară de aceasta $z \leq h_a - a'$.

$$N \leq m\,[\bar{R}_i\ F_b - m_a\ (F_a - F'_a)\ \bar{R}_a]^{1)} \tag{314}$$

Poziţia axei neutre se determină din ecuaţia:

$$\bar{R}_i\ S_{b,\ N} - m_a\ (F_a e \mp F'_a\ e')\ \bar{R}_a = 0 \tag{315}$$

b) Cazul 2. Excentricităţi mici; $S_b > 0{,}8\ S_0$

$$Ne' \leq m\,[R_{pr}\ S_0 + m_a\ F'_a\ \bar{R}_a\ (h_0 - a')\ ] \tag{316}$$

$$Ne \leq m\ [\bar{R}_{pr} S'_0 + m_a F_a\ \bar{R}_a\ (h_0 - a')\ ] \tag{316'}$$

Calculul la flambaj.

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{4800\ \bar{R}_i F}\left(\dfrac{l}{r}\right)^2} \tag{317}$$

2. Elemente cu secţiunea dreptunghiulară

a) Cazul 1. $x \leq 0{,}55\ h_0$ şi $x \geq 2a'$

$$N \leq m\,[\bar{R}_i\ bx - m_a\ (F_a - F'_a)\ \bar{R}_a] \tag{318}$$

Poziţia axei neutre se determină din ecuaţia:

$$\bar{R}_i\ bx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - m_a\ \bar{R}_a\ (F_a e \mp F'_a e') = 0 \tag{319}$$

b) Cazul 2. $x > 0{,}55\ h_0$

$$Ne \leq m\ [0{,}4\ \bar{R}_i\ bh_0^2 + m_a\ F_a\ \bar{R}_a\ (h_0 - a')]; \tag{320}$$

$$Ne' \leq m\ [0{,}4\ \bar{R}_i\ bh_0^2 + m_a\ F_a\ \bar{R}_a\ (h_0 - a')]; \tag{320'}$$

---

1) Coeficientul condiţiilor de lucru ale armăturii m_a se introduce numai în cazuri speciale (vezi § 9, punctul 3).

Calculul la flambaj.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{400\,\bar{R}_i F}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \tag{321}$$

B. ELEMENTE ÎNTINSE EXCENTRIC

3. Elemente cu o secțiune simetrică oarecare

a) Cazul 1. Forța longitudinală este aplicată între centrele de greutate ale armăturilor F_a și F'_a. Efortul de calcul se ia cel mai mic dintre cele două determinate, cu ajutorul următoarelor formule:

$$\left.\begin{aligned} N &\leq \frac{m\, m_a\, F'_a\, \bar{R}_a\, (h_0 - a')}{e}; \\ N &\leq \frac{m\, m_a\, F_a\, \bar{R}_a\, (h_0 - a')}{e'}. \end{aligned}\right\} \tag{322}$$

b) Cazul 2. Forța longitudinală este aplicată înafara limitelor centrelor de greutate ale armăturilor F_a și F'_a; afară de aceasta $S_b \leq 0{,}8 S_0$ și $z \leq h_0 - a'$.

$$N \leq m\,[m_a\,(F_a - F'_a)\,\bar{R}_a - F_b\,\bar{R}_i]. \tag{323}$$

Poziția axei neutre se determină din ecuația.

$$\bar{R}_i\, S_{b,N} + m_a\, \bar{R}_a\, (F'_a e' - F_a e) = 0. \tag{324}$$

4. Elemente cu secțiunea dreptunghiulară

a) Cazul 1. Efortul de calcul se determină din ecuațiile (322).

b) Cazul 2. $x \leq h_0$ și $x \geq 2a'$

$$N \leq m\,[m_a\,\bar{R}_a\,(F_a - F'_a) - \bar{R}_i\, bx] \tag{325}$$

Poziția axei neutre se determină din ecuația:

$$\bar{R}_i\, bx\left(e + h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_a\,\bar{R}_a\,(F'_a e' - F_a e) = 0 \tag{326}$$

CAPITOLUL IX.

ELEMENTE SOLICITATE LA TORSIUNE ŞI LA INCOVOIERE CU TORSIUNE

§ 41. CONSIDERAŢII GENERALE ŞI REZULTATELE CERCETĂRILOR EXPERIMENTALE

La elementele de construcţie din beton armat, fenomenul torsiunii (răsucirii) se întâlneşte foarte des; în unele cazuri însă, fenomenul are o influenţă neînsemnată, motiv pentru care nu este luat în considerare, iar în alte cazuri este adeseori suficient să se ia numai măsuri corespunzătoare de ordin constructiv. Torsiunea pură se întâlneşte foarte rar. Deobicei, torsiunea este însoţită de încovoiere, de exemplu, grinda cu console transversale, care susţin o platformă, grinda cu un contur frânt sau curbiliniu în plan, care susţine un balcon, bovindou, rezervor etc. In astfel de cazuri sau în alte cazuri asemenătoare, este necesar să se calculeze elementul la încovoiere cu torsiune.

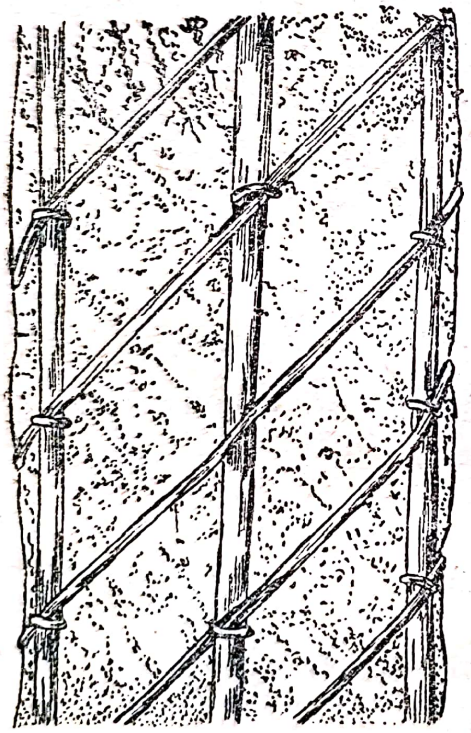


Fig. 200. Caracterul distrugerii provocate de momentul de torsiune.

Pentru a studia fenomenul de torsiune în elementele de beton şi beton armat cu secţiuni dreptunghiulare şi circulare (pline şi goale) s'au efectuat o serie de încercări.

Din rezultatele acestor încercări, reiese înainte de toate că sub influenţa momentului de torsiune se produc eforturi unitare principale de întindere, care provoacă apariţia fisurilor înclinate sub un unghi de 45° faţă de generatoarea cilindrului sau a prismei, aşezarea succesivă a acestor fisuri având caracterul de spirală (linie elicoidală) cu o înclinare de 45° (fig. 200).

Traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere care provoacă apariţia fisurilor sunt orientate după spirale în sens invers, care intersectează fisurile sub un unghi de 90°. Deaceea pentru ca armătura întrebuinţată să preia aceste eforturi de întindere este indicat să fie aşezată sub formă de spirală, pe direcţia eforturilor unitare principale de întindere.

Scanned with OKEN Scanner

Incercările au confirmat că armătura în spirală, așezată în apropierea suprafeței epruvetei (cilindrice sau prismatice) dă rezultatele cele mai bune.

Din punctul de vedere al execuției, armarea în spirală nu este însă comodă; pe lângă aceasta, dacă asupra elementului acționează momentele de torsiune care schimbă sensul, ar fi necesar să se prevadă două spirale. Deaceea, în practică, elementele care lucrează la torsiune se armează cu rețele în spațiu, (sisteme cu zăbrele) formate din armături longitudinale și etrieri închiși (inele); în acest caz, betonul îndeplinește rolul diagonalelor comprimate.

In timp ce la epruvetele de beton simplu, apariția primei fisuri este însoțită imediat de ruperea epruvetei, la cilindrii și prisme cu freta în spirală, ruperea începe mult mai târziu decât apariția primei fisuri, și anume cu atât mai târziu cu cât este mai puternică freta. Incercările au demonstrat totodată că armătura influențează puțin formarea primelor fisuri (mărimea momentului care provoacă primele fisuri este independentă de armare), însă influențează mult rezistența epruvetei la rupere. Rezistența la torsiune este învinsă atunci când armătura atinge limita de curgere.

Stratul exterior de beton care acoperă armătura transversală cade în timpul încercărilor (fig. 200); deaceea el nu trebue luat în considerare în calculul la torsiune.

Rezultatele încercărilor au servit ca bază, atât pentru elaborarea metodei de calcul a elementelor de beton armat la torsiune, cât și pentru alcătuirea lor rațională.

§ 42. CALCULUL LA TORSIUNE A ELEMENTELOR CU SECȚIUNEA DREPTUNGHIULARĂ ȘI ARMAREA LOR

1. Determinarea eforturilor unitare principale în cazul torsiunii

Elementele de beton armat, care lucrează la torsiune, au aproape exclusiv secțiunea dreptunghiulară; ele pot avea însă și secțiuni mult mai complicate, care se consideră deobicei ca alcătuite din părți dreptunghiulare.

In calculul la torsiune al secțiunii dreptunghiulare, eforturile unitare principale maxime care apar la mijlocul laturii lungi se determină cu ajutorul formulei:

$$\sigma_{pr} = \tau_t = \frac{M_t}{W_t} = \frac{M_t}{c_1 b^2 h}, \qquad (327)$$

în care c_1 este un coeficient depinzând de raportul $\frac{h}{b}$.

Incercările au permis să se tragă concluzia că pentru secțiunea dreptunghiulară de beton armat, eforturile unitare reale sunt mai mici de 1,4—1,7 ori, iar în medie de 1,6 ori decât cele calculate cu ajutorul formulei (327).

In cazul raportului obișnuit $\frac{h}{b} = 1{,}5—3$, coeficientul c_1 variază, după cum se știe din cursul de rezistența materialelor, între limite relativ strânse — dela 0,231 la 0,267; deaceea valoarea medie a acestuia de 0,25 poate fi adoptată fără a comite o eroare prea mare.

Pe această bază, Institutul ȚNIIPS a propus să se introducă în numitorul formulei (327) coeficientul de corecție 1,6 și $c_1 = 0{,}25$, aducând formula în acest fel la forma finală:

$$\sigma_{pr} = \tau_t = \frac{M_t}{1{,}6 \cdot 0{,}25\, b^2 h} = \frac{M_t}{0{,}4\, b^2 h} \qquad (327')$$

La elementele care lucrează concomitent la torsiune și la încovoiere, mărimea totală a eforturilor unitare principale nu trebue să depășească $\frac{R_i}{7}$ conform prescripțiunilor N și TU.

Pe porțiunile elementelor, între limitele cărora eforturile unitare principale totale din încovoiere și torsiune nu depășesc valoarea $\frac{R_t}{k_1}$, rezistența este asigurată numai din beton, iar elementele se armează pentru aceste eforturi numai în mod constructiv.

Dacă eforturile unitare principale totale se găsesc între limitele

$$\frac{R_t}{k_1} < \sum \sigma_{pr} \leq \frac{R_i}{7}, \qquad (328)$$

momentul de torsiune trebue să fie preluat în întregime de armătură.

In acest caz secțiunea etrierilor și a barelor ridicate, necesare preluării eforturilor unitare principale din încovoiere, se determină cu ajutorul formulelor (119) și (120). Momentul de torsiune este preluat în general de etrieri și de armătura longitudinală suplimentară. Dacă semnul momentului de torsiune nu se schimbă, se mai poate folosi o armătură longitudinală cu fretă.

2. Calculul secțiunii armăturii

Se presupune că asupra unei grinzi având secțiunea de înălțime h și lățime b (fig. 201) acționează un moment de torsiune M_t, care poate fi reprezentat sub formă de moment, dat de două cupluri de forțe transversale P_h și P_b, care acționează în planurile fretei.

$$M_t = P_h\, b_s + P_b\, h_s. \qquad (329)$$

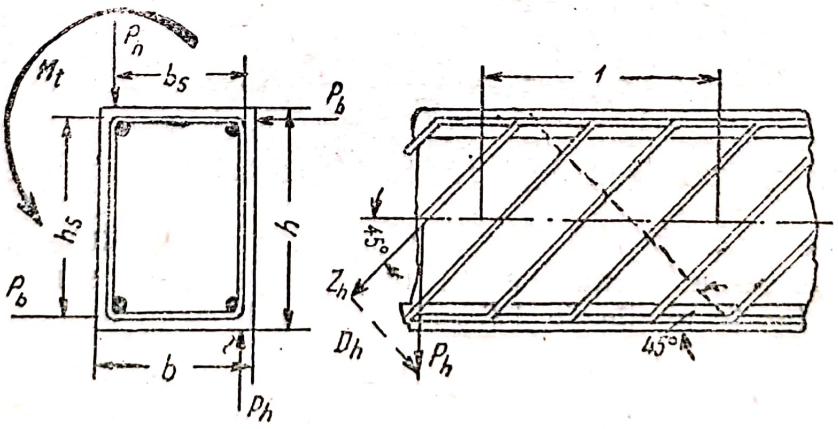


Fig. 201.

După cum rezultă din încercări, în planurile fețelor grinzii, apar eforturi de întindere înclinate Z, normale pe direcția fisurilor și care formează cu

axa un unghi de 45°, precum și eforturi înclinate de compresiune D, care sunt preluate de beton.

Dacă P_h și P_b sunt forțele care revin pe unitatea de lungime a grinzii, eforturile respective pe unitatea de înălțime și de lățime vor fi:

$$Z_h = \frac{P_h}{h_s\sqrt{2}} \text{ și } Z_b = \frac{P_b}{b_s\sqrt{2}}.$$

Din condiția de lucru a grinzii imediat înainte de rupere, când betonul nu mai ia parte la preluarea eforturilor, se poate presupune că eforturile de întindere în fretă trebue să fie egale între ele pe toate fețele. Deaceea se poate scrie că

$$Z_h = Z_b = Z \text{ sau } \frac{P_h}{h_s\sqrt{2}} = \frac{P_b}{b_s\sqrt{2}},$$

de unde

$$P_h b_s = P_b h_s.$$

Rezolvând această ecuație împreună cu ecuația (329) rezultă:

$$P_h = \frac{M_t}{2b_s} \text{ și } P_b = \frac{M_t}{2h_s}$$

Astfel, eforturile de întindere, pe unitatea de lungime a grinzii, sunt:

$$Z = \frac{M_t}{2b_s h_s\sqrt{2}},$$

în care $b_s h_s = F_s$ este secțiunea sâmburelui elementului.

Notând cu F_{sf} secțiunea transversală *a tuturor spiralelor fretei,* care revin pe *unitatea de lungime a grinzii,* se va găsi:

$$Z = \frac{1}{k} F_{sf}\sigma_c = \frac{M_t}{2b_s h_s\sqrt{2}},$$

de unde

$$F_{sf} = \frac{kM_t}{2\sqrt{2}F_s\sigma_c} \tag{330}$$

In cazul unei distanțe a între spirale fretei, secțiunea unei spire a fretei este:

$$f_0 = \frac{kM_t}{2\sqrt{2}F_s\sigma_c}\, a. \tag{330'}$$

In cazul celuilalt sistem cu zăbrele în spațiu, format din etrieri (inele), armătură longitudinală și părți comprimate de beton, *secțiunea necesară a etrierilor pe unitatea de lungime a elementului* este:

$$F_e = F_{sf}\sqrt{2} = \frac{kM_t}{2F_s\sigma_c}; \tag{331}$$

La o distanță între etrieri egală cu a_e, secțiunea unui etrier este:

$$f_e = \frac{kM_t}{2F_s\sigma_c} a_e. \qquad (331')$$

Este evident că *armătura longitudinală necesară pe unitatea de lungime a perimetrului sâmburelui* secțiunii elementului se obține cu aceeași formulă (331). Notând cu $u_s = 2b_s + 2h_s$ — perimetrul sâmburelui, se va obține formula pentru secțiunea armăturii longitudinale:

$$F_a = \frac{kM_t u_s}{2F_s \cdot \sigma_c}; \qquad (332)$$

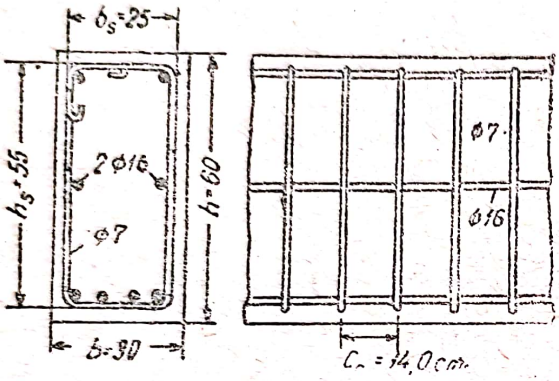


Fig. 202.

Pentru o distanță a între barele longitudinale, secțiunea fiecărei bare va fi:

$$f_a = \frac{kM_t}{2F_s \cdot \sigma_c} a. \qquad (332')$$

Formulele (331) și (332) pentru determinarea secțiunii etrierilor și a armăturii longitudinale sunt valabile pentru orice formă a secțiunii fără unghiuri intrânde.

In elementele care lucrează la torsiune și la încovoiere cu torsiune, etrierii întrebuințați trebue să fie închiși, capetele lor să se petreacă pe o distanță de 30 d (fig. 202), sau etrierii să aibă capetele sudate.

Armătura longitudinală care lucrează la torsiune, se prevede la fețele laterale ale grinzii. Ca armătură longitudinală, poate fi folosită și armătura de montaj care se așează la fețele superioare și laterale ale grinzii.

Exemplul 35. Să se calculeze armătura unei grinzi de beton armat, care este supusă concomitent la încovoiere și la acțiunea unui moment de torsiune.

Se dau: $M_t = 1{,}00$ tm; $Q = 13$ t; secțiunea grinzii 60×30 cm; beton marca 140; armătura St. O; $k = 1{,}8$; $k_1 = 2{,}2$

$$\tau_t = \frac{M_t}{0{,}4\ b^2h} = \frac{100000}{0{,}4 \cdot 30^2 \cdot 60} = 4{,}63 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q}{0{,}9\ bh_0} = \frac{13000}{0{,}9 \cdot 30 \cdot 56} = 8{,}60 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\Sigma_{pr} = 4{,}63 + 8{,}60 = 13{,}23 \text{ kg/cm}^2$$

Deoarece

$$\frac{13}{2{,}2} < 13{,}23 < \frac{135}{7} = 19{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

este necesară o armătură specială pentru preluarea eforturilor de torsiune.

Scanned with OKEN Scanner

Secțiunea etrierilor închiși pe metrul liniar de grindă se va determina cu ajutorul formulei (331).

$$F_e = \frac{M_t k}{2F_s \cdot \sigma_c} = \frac{100\,000 \cdot 1{,}8 \cdot 100}{2 \cdot 55 \cdot 25 \cdot 2500} = 2{,}62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se iau: 7 ϕ 7 ($F_e = 2{,}69$ cm^2) pe metru.

Secțiunea armăturii longitudinale suplimentare se determină cu ajutorul formulei (332).

$$F_a = \frac{M_t \cdot k \cdot u_s}{2F_s \cdot \sigma_c} = \frac{100\,000 \cdot 2\ (25 + 55)\ 1{,}8}{2 \cdot 55 \cdot 25 \cdot 2500} = 4{,}20 \text{ cm}^2.$$

Se iau: 2 ϕ 16 $F_1 = 4{,}02$ cm^2), așezându-i la mijlocul fețelor laterale (fig. 202).

CAPITOLUL X.

CALCULUL RIGIDITĂȚII (DEFORMAȚIILOR) ELEMENTELOR ȘI AL DESCHIDERILOR FISURILOR DUPĂ TEORIA PROFESORULUI V. I. MURAȘEV

§ 43. NOȚIUNI PRELIMINARE

Calculul rigidității și al deschiderii fisurilor este necesar la calculul capacității portante a construcției, care depinde într'o anumită măsură de deformații; deasemenea, cunoașterea rigidității este necesară la determinarea frecvenței oscilațiilor proprii, a eforturilor datorite variațiilor de temperatură, a eforturilor datorite tasării reazemelor etc.

Calculul rigidității după prescripțiile N și TU în vigoare, pornind dela stadiul I și folosind modulul convențional de elasticitate ($0{,}625\,E_b$), dă abateri sensibile față de rigiditatea reală.

Alte propuneri de calcul al deformațiilor (I. S. Podolschi, Salliger și alții), cari au la bază vechea teorie a betonului armat, dau deasemenea rezultate nesatisfăcătoare. Problema deschiderii fisurilor, care este strâns legată de problema rigidității, nu este menționată în Norme și în diferitele propuneri.

In 1940, savantul sovietic, profesorul V. I. Murașev a propus pentru prima dată teoria calculului rigidității și a deschiderii fisurilor la elementele de beton armat, teorie pe care a desvoltat-o în anii următori[1]). In 1947—1948 aceeastă teorie a fost verificată și într'o oarecare măsură, precizată[2]).

Calculul se bazează pe ipoteza cea mai apropiată de realitate și anume pe faptul că la sarcinile de exploatare și la sarcini mai mari, elementele care lucrează la încovoiere au fisuri în zona întinsă, adică se găsesc în stadiul II. Totodată, betonul armat este considerat un material elastico-plastic, la care deformațiile plastice se desvoltă concomitent cu cele elastice, începând dela încărcările mici.

---

[1]) V. I. Murașev: Teoria apariției și deschiderii fisurilor, calculul rigidității elementelor de beton armat, revista „Industria construcțiilor", Nr. 11/1940.
V. I. Murașev: Rezistența la fisurare, rigiditate și rezistența betonului armat, Maşstroiizdat, 1950.

[2]) I. M. Nemirovschi: Rigiditatea elementelor de beton armat care lucrează la încovoiere și deschiderea fisurilor la aceste elemente, ȚNIPS: Cercetări asupra construcțiilor obișnuite de beton armat și de beton precomprimat, Culegere de articole, Stroiizdat, 1949.

Scanned with OKEN Scanner

Punând la baza calculului stadiul II, care este stadiul de lucru de bază, V. I. Murașev a cuprins calculul rigidității și al deschiderii fisurilor într'o singură teorie, care permite să se efectueze un astfel de calcul pentru orice stadiu al stării de tensiune a elementului.

In stadiul pe care îl examinăm, se consideră admisibilă ipoteza secțiunilor plane, plecându-se însă nu dela fiecare secțiune în parte, ci dela secțiunile medii, așezate în porțiunile dintre fisuri.

In ipoteză că o parte din element, de lungimea l, separată prin două plane este supusă la încovoiere pură (fig. 203), după apariția fisurilor, se va constata că zona întinsă a betonului este împărțită prin fisuri în discuri separate, cu o lungime l_f. In acest caz, eforturile unitare din zona întinsă a betonului vor scădea în general în jurul fisurilor, fiind egale cu zero, în timp ce către mijlocul fiecărui disc vor crește până la o anumită valoare; dimpotrivă eforturile unitare din armătură vor avea în limitele fisurilor o valoarea maximă, iar odată cu deplasarea fisurilor spre interiorul discului, vor scădea până la o anumită valoare. Pe lungimea dintre fisuri, deformațiile betonului comprimat (care nu s'a fisurat) și ale armăturii vor fi neuniforme. Astfel starea generală deformată a elementului se determină prin deformațiile medii specifice ale betonului și ale armăturii, egale pe toată lungimea elementului (în cazul încovoierii pure).

Deasemenea, înălțimea zonei comprimate x pe lungimea elementului, ca și deformațiile longitudinale nu sunt constante (linia neutră — se prezintă în zig-zag); înălțimea medie a zonei comprimate însă va fi în cazul unor deformări longitudinale specifice medii constante aceeași și egală cu:

$$x_m = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{am} + \varepsilon_b} h_0 \qquad (333)$$

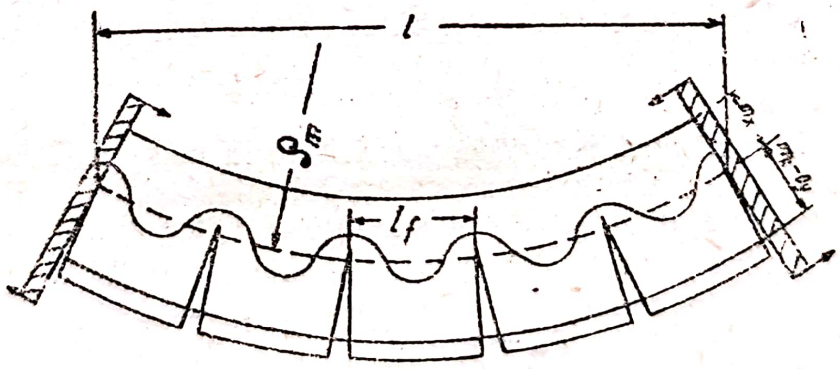


Fig. 203. Deformația elementului de beton armat în cazul încovoierii pure

Pornind dela aceste condiții, curbura medie a axei elementului în porțiunile dintre fisuri poate fi exprimată astfel:

$$\frac{1}{\rho_m} = \frac{\varepsilon_{am}}{h_0 - x_m} = \frac{\sigma_a}{E_{am}(h_0 - x_m)} = -\frac{\varepsilon_b}{x_m} = -\frac{\sigma_b}{E_b x_m} \qquad (334)$$

în care ρ_m este raza de curbură medie a axei elementului;

ε_{am} și ε_b sunt deformațiile medii specifice ale armăturii întinse și ale fibrei marginale a zonei comprimate a betonului;

x_m — înălțimea medie a zonei comprimate de beton;

E_{am} — modulul mediu de elasticitate al armăturii întinse;

E_b' — valoarea medie a modulului de elasticitate-plasticitate a betonului la compresiune în porțiunile dintre fisuri.

σ_a și σ_b sunt eforturile unitare din armătura întinsă și din fibra marginală a betonului comprimat în secțiunile cu fisuri.

Pentru beton, relația dintre eforturile unitare și deformații, este exprimată după cum se știe, printr'o anumită curbă (fig. 204) a cărei caracteristică poate fi diferită, în funcție de marca și de compoziția betonului de mărimea, durata și caracterul acționării sarcinii etc. Deformația totală ε_b se compune din deformațiile elastice (reversibile) ε și deformațiile plastice (ireversibile) ε_p:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_y + \varepsilon_p \tag{335}$$

Introducând apoi noțiunea caracteristicei plasticității betonului $\lambda = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_b}$ și modulul de elasticitate-plasticitate $E_b' = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b}$, se vor obține următoarele expresii:

$$\varepsilon \quad \varepsilon_y + \lambda\varepsilon_y \text{ sau } \varepsilon_y = (1-\lambda)\,\varepsilon_b;$$

$$\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b \text{ și } \sigma_b = \varepsilon_b E_b', \tag{336}$$

de unde se obține modulul de elasticitate-plasticitate la compresiune, care este:

$$E_b' = (1-\lambda)\,E_b; \tag{337}$$

prin analogie, modulul de elasticitate-plasticitate la întindere este:

$$E_b't = (1-\lambda_t)\,E_b, \tag{338}$$

în care λ și λ_t sunt coeficienții de plasticitate la compresiune și respectiv la întindere;

E_b este modulul de elasticitate al betonului.

Teoretic, pentru un material elastico-plastic, valoarea λ poate să varieze dela o valoare apropiată de zero (pentru $\varepsilon_p \to 0$) până la valoarea apropiată de unitate (pentru $\varepsilon_y \to 0$).

Funcția obținută (337) permite ca, independent de valoarea absolută a deformațiilor plastice, să se stabilească sub formă generală (admițând o curbură oarecare a diagramei) influența variațiilor lui λ asupra rigidității elementelor de beton armat. Se poate găsi limita superioară admisibilă a lui λ până la care rigiditatea elementului (la o variație a lui λ între limite mici) nu scade prea mult, adică atunci când nu există pericolul unei eventuale creșteri brusce a deformațiilor. Pe baza cercetărilor și a calculelor efectuate, s'a stabilit că această limită o constitue valoarea lui $\lambda = 0{,}8—0{,}85$, și că în cazul depășirii cu 10% a acestei valori, se observă o creștere bruscă a deformațiilor.

Scanned with OKEN Scanner

Incercările grinzilor și stâlpilor comprimați excentric au dovedit că λ variază practic între limitele 0,5 și 0,8. Astfel, pentru betoanele obișnuite valoarea superioară la limită a lui λ nu depășește valoarea teoretic admisibilă. Prin aceasta se explică faptul că existența deformațiilor plastice în beton (plasticitatea împreună cu curgerea lentă) nu are drept consecință o creștere catastrofală a deformațiilor.

Vom trece acum la studiul caracterului modificării deformațiilor armăturii în beton, în funcție de eforturi. In figura 205 sunt reprezentate curba empirică a deformațiilor medii ale armături întinse în beton, în porțiunea dintre fisuri și diagrama deformațiilor metalului liber.

După cum se poate constata din grafic, betonul întins, care cuprinde armătura, reduce apreciabil lungirea specifică a armăturii, iar în cazul procentelor de armare reduse și medii, această influență a betonului se păstrează până la începutul curgerii armăturii.

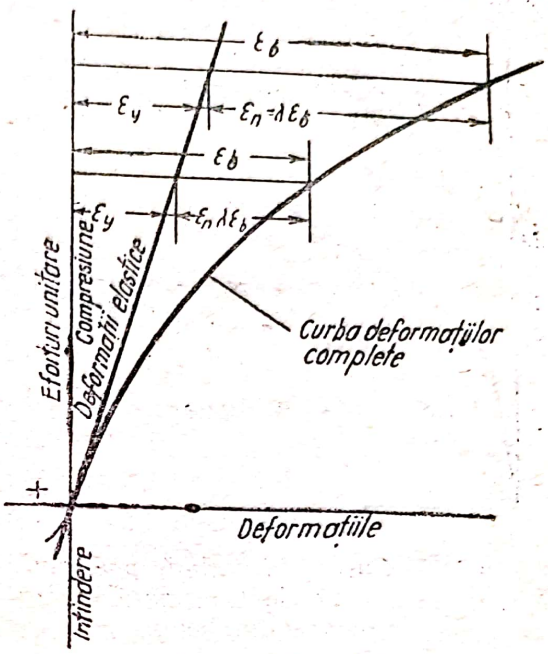


Fig. 204. Curba de variație a eforturilor, în funcție de deformații, pentru beton.

Raportul dintre efortul unitar în armătură σ_a în secțiunea cu fisură și deformația ei medie ε_{am} a fost denumit de I. V. Murașev modulul mediu convențional de elasticitate al armăturii în beton exprimat prin:

$$E_{am} = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_{am}},$$

de unde $\sigma_a = \varepsilon_{am} E_{am}$ și respectiv $\sigma_{am} = \varepsilon_{am} E_a$.

Pentru metalul „liber", în secțiunea cu fisură se dă:

$$\sigma_a = \varepsilon_a \cdot E_a.$$

Din aceste relații se deduce:

$$E_{am} = E_a \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{am}} = \frac{E_a}{\psi} \qquad (339)$$

și

$$\sigma_{am} = \varepsilon_{am} \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} = \psi \cdot \sigma_a, \qquad (340)$$

în care $\psi = \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a} = \frac{\sigma_{am}}{\sigma_a} < 1$ este un coeficient care ține seamă de participarea betonului întins dintre fisuri la preluarea eforturilor și care depinde de marca betonului, de procentul de armare, de mărimea efortului unitar și de caracterul acțiunii încărcării.

Armătura întinsă din beton capătă oarecum un modul convențional de elasticitate mai mare, care trebue folosit în calcule.

Multe experiențe ale Institutului TNIPS dintre care și ultimele cercetări, au demonstrat că valoarea coeficientului ψ în preajma momentului de formare al articulației plastice, este aproape egală cu unitatea, adică în preajma acestui moment betonul dintre fisuri este în mare măsură scos din lucru.

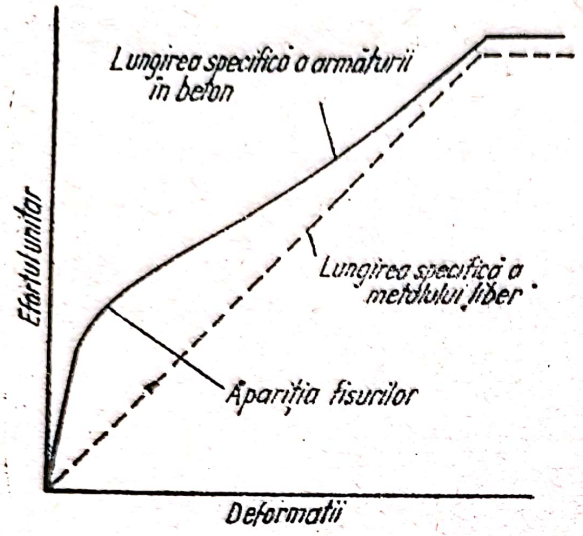


Fig. 205. Curba de variație a eforturilor, în funcție de deformații pentru armătura din beton.

Mai departe se arată noua interpretare a momentelor de rezistență a secțiunii elementului din materiale elastico-plastice.

După cum se știe, pentru elementele confecționate din materiale elastice, momentul eforturilor interioare în raport cu zona comprimată sau întinsă a secțiunii se exprimă astfel:

$$M = W_t \sigma_t = \frac{I}{h-x} \sigma_t =$$

$$= W_c \sigma_c = \frac{I}{x} \sigma_c .$$

In acest caz, momentul de inerție I este caracteristica geometrică de bază a secțiunii la calculul acesteia.

Pentru elementele confecționate din materiale elastico-plastice, la care eforturile sunt repartizate neliniar pe înălțimea secțiunii, determinarea obișnuită a momentului de inerție și a momentelor de rezistență care depind de aceasta, pentru zonele întinse $\left(W_t = \frac{I}{h-x} \right)$ și comprimate $\left(W_c = \frac{I}{x} \right)$ nu poate fi aplicată.

Pentru calculul elementelor confecționate din materiale elastico-plastice, caracteristicele de bază sunt momentele de rezistență a secțiunilor, care se determină astfel:

Momentul de rezistență al secțiunii pentru zona întinsă este egal cu raportul dintre momentul forțelor interioare în raport cu axa așezată în zona comprimată a secțiunii și efortul unitar din fibra marginală a zonei întinse:

$$W_a = \frac{M_a}{\sigma_a} .$$

In acest caz, se poate face următoarea deosebire: dacă momentele forțelor interioare se determină înainte de apariția fisurii, în zona întinsă a betonului sau după apariția fisurilor.

In primul caz — înainte de apariția fisurilor:

$$W_f = \frac{M_f}{\sigma_t} \qquad (341)$$

In al doilea caz — după apariția fisurilor:

$$W_a = \frac{M_a}{\sigma_a} \tag{342}$$

în care M_f este momentul eforturilor interioare (sau al forțelor exterioare) în raport cu punctul de aplicație al rezultantei eforturilor unitare din zona comprimată a acțiunii;

M_a — idem, după apariția fisurilor;

σ_t — efortul în fibra marginală a zonei întinse a betonului;

σ_a — efortul în armătura întinsă.

Momentul de rezistență al secțiunii în zona comprimată este egal cu momentul forțelor interioare (sau exterioare) față de centrul de greutate al armăturii întinse, împărțit prin efortul din fibra marginală a zonei comprimată de beton.

$$W_c = \frac{M_a}{\sigma_b} \tag{343}$$

După cum rezultă din aceste definiții, momentul de rezistență pentru secțiunile de beton armat nu este numai o noțiune geometrică, deoarece se găsește în funcție și de caracteristicele elastico-plastice ale materialelor componente, însă dimensiunile lui sunt și în acest caz pur geometrice (cm^3).

Trebue să se remarce faptul că nu există o deosebire principală între secțiunile care lucrează la încovoiere, la compresiune excentrică și la întindere excentrică, atât timp cât diagrama eforturilor unitare are părți pozitive și negative (axa neutră rămâne în interiorul secțiunii N. R.). Deaceea este posibil să se reducă secțiunile comprimate excentric și întinse excentric la niște secțiuni echivalente supuse la încovoiere simplă.

V. I. Murașev a dat formulele de calcul generalizate, introducând noțiunea de moment „echivalent" („de substituție") M_e și înlocuind forța longitudinală cu o cantitate echivalentă (convențională) de armătură întinsă $F_e = F_a \pm F_f$, în care $F_f = \frac{N}{\sigma_a}$, iar σ_a este efortul unitar în armătura întinsă.

O categorie separată o formează cazurile cu excentricități mici, când toată secțiunea este comprimată sau întinsă.

Pentru simplificare și, mai ales, pentru a nu da o desvoltarea prea mare cărții, în cele ce urmează se va expune calculul rigidității și al deschiderii fisurilor numai pentru elementele care lucrează la încovoiere.

§ 44. CALCULUL DESCHIDERII FISURILOR

1. Distanța dintre fisuri

După cum reiese din experiențe, la un element cu diagrama lui M constantă, apariția fisurilor se produce într'o oarecare succesiune, iar în stadiul final acestea se distribue aproximativ uniform pe toată porțiunea considerată.

Din cauza neomogeneității betonului dealungul elementului, primele fisuri apar în locul cel mai slab. La apariția lor ele capătă imediat o mărimea inițială oarecare (deschidere); această deschidere depinde de procentul de armare, de starea suprafeței armăturii etc., precum și de distanța dintre fisuri.

In figura 206 este înfățișată starea de tensiune a betonului și a armăturii în dreptul fisurii.

Intre limitele fisurii, eforturile unitare din armătură vor atinge $\sigma_{a,f}$, iar cele din betonul întins vor fi egale cu zero. Pe măsură ce se depărtează de fisuri, eforturile unitare din beton cresc până la R_t, iar cele din armătură scad până la

$$\sigma_a = \varepsilon_t \cdot E_a = \frac{R_t}{E_{bt}'} E_a = n'_t R_t \cdot$$

In această secțiune, trebue să se formeze evident fisura următoare.

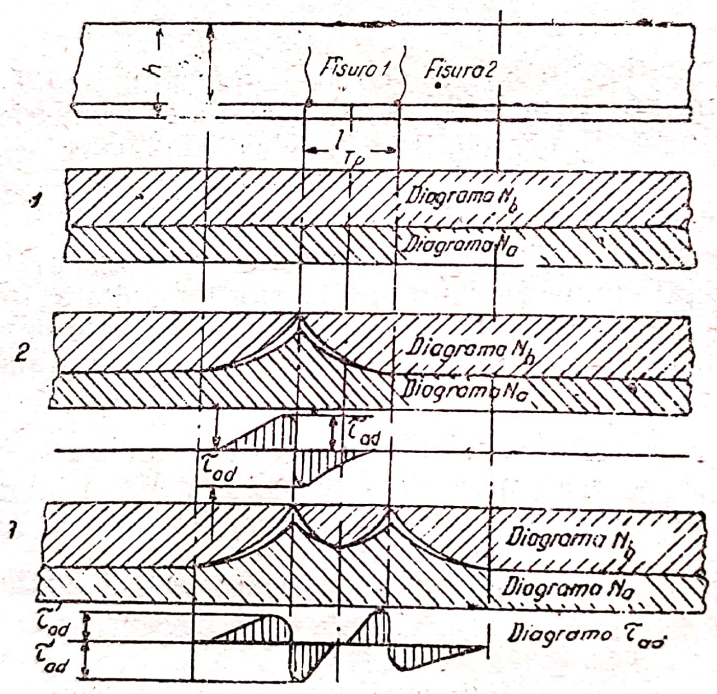


Fig. 206. Starea de tensiune a betonului și a armăturii lângă fisură:
a — înainte de apariția fisurii; b — după apariția primei fisuri; c — după apariția fisurii următoare (alăturate).

Prin urmare, distanța dintre fisuri se determină din premisa, potrivit căreia noua fisură va apărea în secțiunea care se găsește la o distanță l_f dela prima fisură, distanță suficientă pentru reducerea eforturilor în armătură dela valoarea $\sigma_{a,f}$ din dreptul fisurii până la valoarea $n'_t R_t$; din condiția de echilibru în această secțiune eforturile unitare în beton sunt egale cu R_t.

In acest caz, transmiterea eforturilor dela armătură asupra betonului se face prin intermediul eforturilor de aderență dintre armătură și beton.

Plecând dela premisa indicată, se scrie:

$$\sigma_{a,f} F_a - n'_t R_t F_a = \omega' \tau_{ad} s l_f, \qquad (344)$$

în care ω' este coeficientul de suprafață (raportul dintre suprafața diagramei și suprafața dreptunghiului circumscris N. R.) al diagramei aderenței;

s — perimetrul armăturii;

l_f — distanța dintre fisuri.

Eforturile în armătură $\sigma_{a,f}$ care se nasc în secțiunea cu fisură, imediat după apariția ei, pot fi determinate din egalitatea $W_a \cdot \sigma_{a,f} = W_f R_t$

$$\sigma_{a,f} = \frac{W_f \cdot R_t}{W_a}, \tag{345}$$

în care W_a este momentul de rezistență al secțiunii după apariția fisurii, în stadiul II.

La apariția fisurii în stadiul I momentul de rezistență al secțiunii W_f se determină din formula[1]):

$$W_f = (0{,}292 + 0{,}75\,\alpha_1 + 0{,}075\,\alpha_1')\,bh^2, \tag{346}$$

în care

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{F_a}{bh} n'_t = \frac{F_a}{bh} \frac{E_a}{E_b(1-\lambda_t)} = 2\,\mu_1 \frac{E_a}{E_b} \\ \alpha_1' &= \frac{F_a'}{bh} n'_t = 2\,\mu_1' \frac{E_a}{E_b}. \end{aligned}\right\} \tag{346'}$$

Înlocuind în formula (344) valoarea $\sigma_{a,f}$ și introducând noua notație $u = \frac{F_a}{s}$, care este raportul dintre secțiunea barelor și perimetrul lor, se obține:

$$\left(\frac{W_f}{W_a} - n_1'\right) F_a R_t = \omega' \cdot \tau_{ad} \frac{F_a}{u} l_f,$$

de unde distanța dintre fisuri este

$$l_f = \left(\frac{W_f}{W_a n_t'} - 1\right) n'_t u \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}; \tag{347}$$

sau notând:

$$\frac{W_f}{W_a n_t'} - 1 = \varphi_f,$$

se obține:

$$l_f = \varphi_f \cdot n_1' u \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}, \tag{347'}$$

sau pentru $n'_t \frac{F_a}{bh} = \alpha_1$

$$l_f = \varphi_f \cdot \alpha_1 \frac{u}{\mu_1} \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}. \tag{348}$$

[1]) Pentru deducerea formulei, vezi V. I. Murașev: Rezistența la fisurare, rigiditate și rezistența betonului armat, Mașstroiizdat, 1950, p. 55—63.

Scanned with OKEN Scanner

In cazul armăturii din bare rotunde de același diametru:

$$l_f = \varphi_f n'_t \frac{d}{4} \cdot \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}} \qquad (349)$$

$$l_f = \varphi_f \alpha_1 \frac{d}{4\mu_1} \cdot \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}} \qquad (349')$$

adică distanța dintre fisuri este direct proporțională cu diametrul armăturii și valoarea lui φ_f și invers proporțională cu procentul de armare. Afară de aceasta, distanța dintre fisuri este direct proporțională cu raportul $\frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}$, care depinde de o serie de factori.

In timp ce R_t depinde numai de marca betonului, mărimea $\omega' \tau_{ad}$, afară de marcă, depinde și de mărimea efortului, de diametrul armăturii și de grosimea stratului de protecție și, într'o mare măsură, de profilul armăturilor.

Nu s'au efectuat cercetări cu privire la determinarea mărimii și repartiției aderenței dintre armătură și beton (pentru cazul încovoierii) pe porțiunile dintre fisuri. După rezultatele încercărilor la smulgerea barelor rotunde de beton, raportul $\frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}$ este egal cu 1—0,8, iar pentru barele cu profil periodic, cu 0,8—0,6.

Luând cu aproximație pentru armătura din bare rotunde $\frac{R_t}{\omega_f \tau_{ad}} = 1$, se obține distanța dintre fisuri

$$l_f = \varphi_f n'_t \frac{d}{4}. \qquad (350)$$

Incercările au demonstrat deasemenea, că valoarea medie a distanțelor l_f măsurate se apropie în mod apreciabil de valoarea teoretică, determinată cu ajutorul formulelor (348) și (349). Totuși, în unele porțiuni, distanța dintre fisuri poate să depășească valoarea l_f, calculată cu ajutorul formulelor, de 1,5—2 ori, în altele însă, dimpotrivă, distanța reală dintre fisuri poate fi mai mică decât cea obținută prin calcul.

Se menționează și faptul că la armăturile cu profil periodic, fisurile apar mai des și mai uniform decât la armăturile rotunde.

2. Lățimea deschiderii fisurilor

Lățimea deschiderii fisurilor dealungul axei armăturii este determinată de condiția ca suma lungirii specifice a zonei întinse a betonului și lățimea fisurii să fie egale cu lungimea specifică a armăturii pe lungimea l_f, adică

$$\varepsilon_{tm} l_f + a_f = \varepsilon_{am} \cdot l_f,$$

de unde

$$a_f = (\varepsilon_{am} - \varepsilon_{tm}) l_f \qquad (351)$$

Din formula (339):

$$\varepsilon_{am} = \psi \varepsilon_a = \psi \frac{\sigma_a}{E_a};$$

$$\varepsilon_{tm} = \frac{\sigma_{tm}}{E_{bt}'}, \quad \omega_1 = \frac{\varepsilon_{tm}}{\varepsilon} \text{ și } \sigma_{tm} = \omega_1 \sigma_t,$$

în care ε_{tm} este lungimea specifică medie a betonului întins pe sectorul dintre fisuri dealungul axei armăturii;

σ_t — efortul unitar în beton la mijlocul distanței dintre fisuri;

ω_1 — coeficientul de suprafață al diagramei eforturilor de întindere în beton, pe lungimea porțiunii dintre fisuri.

Înlocuind relațiile scrise în formula (351), rezultă:

$$a_f = \frac{\sigma_a}{E_a}\left(\psi - \frac{\omega_1 \sigma_t}{E_{bt}'} \cdot \frac{E_a}{\sigma_a}\right) l_f = E_a\left(\psi - \omega_1 n_t' \frac{\sigma_t}{\sigma}\right) l_f.$$

Notând $\left(\psi - \omega_1 n_t' \frac{\sigma_t}{\sigma_a}\right) = \psi_f$ se poate scrie:

$$a_f = \psi_f \frac{\sigma_a}{E_a} l_f. \tag{352}$$

Aici ψ_f este un coeficient care ține seamă de influența betonului întins, dintre fisuri, asupra lățimii de deschidere a fisurilor.

Mai departe, presupunând că $\omega_1 n_t' \frac{\sigma}{\sigma} = 0$ se obține:

$$\psi_f \approx \psi = \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a} = \frac{\sigma_{am}}{\sigma_a}. \tag{353}$$

Astfel, formula (352) va lua forma:

$$a_f = \frac{\sigma_{am}}{E_a} l_f. \tag{354}$$

Înlocuind în această formulă valoarea l_f din formula (348), se obține:

$$a_f = \varphi_f \cdot n_t \cdot u \frac{\sigma_{am}}{E_a} \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}} \tag{355}$$

sau, pentru $\frac{\sigma_{am}}{\sigma_a} = \psi$; în definitiv, vom avea:

$$a_f = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \varphi \cdot n_t' \cdot u \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}. \tag{356}$$

În cazul armăturii din bare rotunde cu același diametru:

$$a_f = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \varphi_f \cdot n_t' \frac{d}{4} \cdot \frac{1}{\omega' \tau_{ad}} = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \varphi_f \cdot \alpha_1 \frac{d}{4\mu_1} \cdot \frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}}. \tag{356'}$$

Pentru uşorarea calculului deschiderii fisurilor la elementele cu secţiune dreptunghiulară supuse la încovoiere şi cu armătură simetrică în conformitate cu formula (355) este dat în figura 207 graficul lui V. I. Murașev.

Deoarece acest grafic este în funcţie de σ_a şi $\alpha = \frac{F_a}{}n_l'$ date, găsim:

$$\lambda = \frac{100\ a_f}{un_l'}, \text{ iar cu acesta } a_f = \lambda_f \frac{un_l'}{100}.$$

Partea stângă a graficului, întocmită pentru valorile teoretice ale lui , serveşte la calculul pentru sarcini permanente; partea dreaptă, pentru = 1, serveşte la calculul pentru sarcini repetate şi dinamice.

Se poate folosi acelaşi grafic, cu o suficientă exactitate, pentru calculul deschiderii fisurilor la elementele care lucrează la încovoiere, având secţiune dreptunghiulară şi armătura dublă, precum şi la secţiunile T cu placa în zona comprimată.

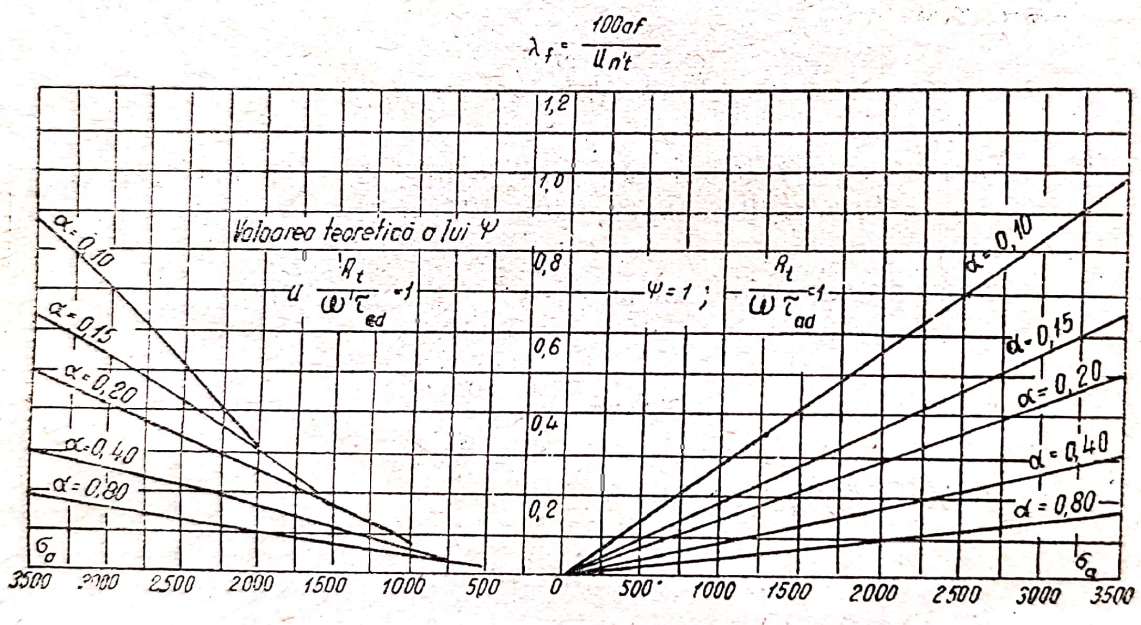


Fig. 207. Graficul pentrul calculul deschiderii fisurilor la elementele cu secţiune dreptunghiulară simplu armată.

După cum rezultă din formule şi din grafic, asupra mărimii deschiderii fisurilor au o influenţă apreciabilă, pe lângă procentul de armare şi rezistenţa betonului la întindere, şi mărimea efortului unitar în armătură, valoarea aderenţei la beton şi gradul de rigiditate al înnădirilor şi al ancorajelor.

Odată cu creşterea limitei de calcul a curgerii armăturii, se măreşte şi efortul în armătură (pentru acelaşi coeficient de siguranţă) la sarcinile de exploatare, se intensifică cedarea lentă a îmbinărilor şi ancorajului, toate acestea având ca rezultat mărirea deschiderii fisurilor.

Cea mai bună măsură împotriva măririi deschiderii fisurilor atunci când se întrebuinţează o armătură de oţel cu o limită superioară de curgere,

este îmbunătățirea aderenței armăturii la beton. Aderența armăturii la beton depinde în cea mai mare măsură de profilul barei; îmbunătățirea aderenței prin întrebuințarea unei mărci superioare de beton se resfrânge puțin asupra deschiderii fisurilor.

Experiențele au confirmat că cea mai bună aderență la beton o au barele cu filet și armătura răsucită din bare care nu au secțiune rotundă. In comparația cu acestea, aderența la beton a armăturii rotunde este neinsemnată. In grinzile cu armătura răsucită lățimea fisurilor este de 1,5—2 ori mai mică decât în grinzile cu armătura rotundă.

Acțiunea încărcărilor repetate contribue la mărirea deschiderii fisurilor prin eliminarea suplimentară a betonului întins dela preluarea eforturilor.

Verificarea secțiunilor de beton armat la limita de deschidere a fisurilor trebue să se facă pentru construcții de clasa I, care nu sunt apărate împotriva acțiunilor atmosferice, care se găsesc în condiții de umiditate pronunțată (peste 60%) sau într'un mediu agresiv, precum și acelea care se găsesc sub presiunea lichidelor sau care sunt supuse la încărcări repetate dinamice, pentru coșuri industriale de fum și pentru silozurile executate pentru corpuri fără coeziune.

Deschiderea la limită a fisurilor trebue să se ia de $a_f \leq 0{,}20$ mm.

§ 45. CALCULUL RIGIDITĂȚII

Mai sus a fost dată formula (334), care exprimă curbura medie a axei elementului după apariția fisurilor în zona întinsă:

$$\frac{1}{\rho_m} = \frac{\sigma}{E_{am}(h_0 - x)} = -\frac{\sigma}{E_b' x}.$$

Inlocuind în această expresie valorile lui σ_a și σ_b, exprimate prin momentele de încovoiere și momentele de rezistență ale secțiunilor din zonele întinsă și comprimată, se obține:

$$\frac{1}{\rho_m} = \frac{M_a}{E_{am} W_a (h_0 - x)} = -\frac{M_c}{E_b' W_c x} \tag{357}$$

In aceste expresii numitorii reprezintă modulii de rigiditate (medii) ai secțiunilor elementului de beton armat după apariția fisurilor în beton, în zonele întinsă și comprimată și se notează cu B_a și B_c:

$$B_a = E_{am} W_a (h_0 - x) = \frac{E_a}{\psi} W_a (h_0 - x), \tag{358}$$

$$B_c = E'_b W_c x = E_b (1 - \lambda) W_c x, \tag{159}$$

în care ψ este un coeficient care ține seamă de influența betonului din zona întinsă asupra lungirii specifice a armăturii în sectoarele dintre fisuri;

λ — un coeficient care ținea seamă de proprietățile elastico-plastice ale betonului.

După cum se vede din formulele (358) și (359), caracteristicele de bază ale rigidității secțiunii sunt momentele de rezistență, iar nu momentele de inerție, cum este cazul la materialele elastice.

Pentru a obține valorile W și x este necesar să se cunoască legea repartiției eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii în betonul din zona comprimată.

S'a constatat că mărimea rigidității secțiunilor precum și mărimile momentelor de rezistență, nu sunt influențate prea mult de înlocuirea diagramei trapezoidale cu cea dreptunghiulară. Deaceea, pentru calculul rigidității în stadiul II, s'a adoptat diagrama dreptunghiulară.

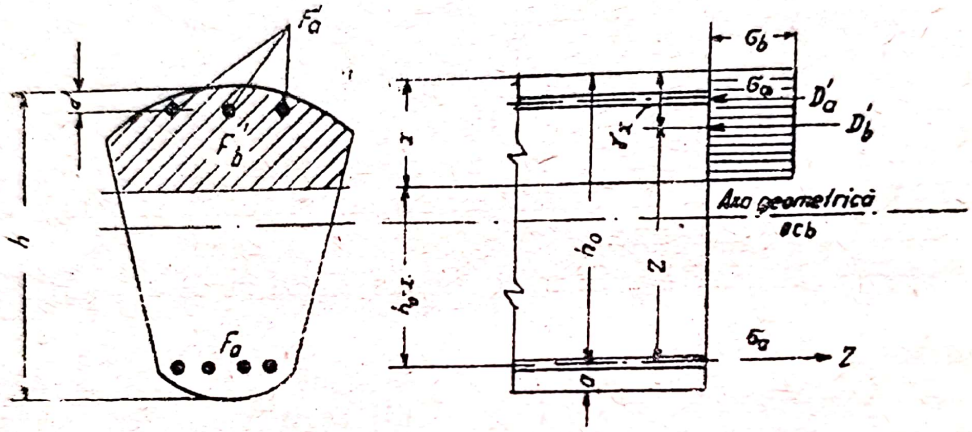


Fig. 208.

In ipoteza unei astfel de diagrame a eforturilor unitare în zona comprimată a betonului, eforturile interioare din zonele comprimate și întinse ale secțiunii, sub forma generală, sunt egale (fig. 208):

$$D_b' = F_b' \cdot \sigma_b', \quad D_a' = F_a' \cdot \sigma_a' \text{ și } Z = F_a \sigma_a. \tag{360}$$

Pentru simplificarea formulelor s'a introdus pentru x și W noțiunea secțiunilor ideale (reduse).

Secțiunile zonei comprimate a betonului și a armăturii comprimate, raportate la armătura întinsă, sunt egale:

$$\left.\begin{aligned} F'_{ba} &= F_b' \frac{\sigma_b'}{\sigma_a} = F_b' \frac{x}{n'(h_0 - x)}; \\ F'_{aa} &= F'_a \frac{\sigma_a'}{\sigma_a} = F_a' \frac{x - a'}{h_0 - x} \end{aligned}\right\} \tag{361}$$

Secțiunile armăturii comprimate și întinse, raportate la secțiunile betonului comprimat sunt:

$$\left.\begin{aligned} F'_{ab} &= F'_a \frac{\sigma_a'}{\sigma_b'} = n' F'_a \frac{x - a'}{x}; \\ F_{ab} &= F_a \frac{\sigma_a}{\sigma_b'} = n' F_a \frac{h_0 - x}{x} \end{aligned}\right\} \tag{362}$$

Înălțimea zonei comprimate se determină din condiția egalării cu zero a sumei proiecțiilor eforturilor interioare și a forțelor exterioare pe normala la secțiune. Dacă se exprimă eforturile interioare prin secțiunile ideale, x se va determina din condiția egalării cu zero a sumei algebrice a secțiunilor, raportate la armătura întinsă sau la betonul comprimat, adică:

$$\left.\begin{aligned} F_a - F'_{aa} - F'_{ba} &= 0; \\ F_{ab} - F_{ab}' - F_b' &= 0. \end{aligned}\right\} \qquad (363)$$

Înlocuind valorile secțiunilor ideale, se obține ecuația pentru determinarea lui x, și anume:

$$F_b - F_a' \frac{x - a'}{h_0 - x} - F_b' \frac{x}{n' (h_0 - x)} = 0 \quad , \qquad (364)$$

sau

$$n' F_a \frac{h_0 - x}{x} - n' F_a \frac{x - a'}{x} - F_b' = 0. \qquad (364')$$

Pentru secțiuni dreptunghiulare după înlocuirea lui $F_b' = bx$ și după împărțirea lui bh_0^2, ecuația (364') va lua forma:

$$\frac{x^2}{h_0^2} - n' \frac{F_a}{bh_0}\left(1 - \frac{x}{h_0}\right) + n' \frac{F_a'}{bh_0}\left(\frac{x}{h_0} - \frac{a'}{h_0}\right) = 0$$

Notând:

$$\frac{x}{h_0} = \xi; \quad \frac{a'}{h_0} = \delta'; \quad \frac{n' F_a}{bh_0} = \alpha \text{ și } \frac{n' F_a'}{bh_0} = \alpha'; \qquad (364'')$$

se va obține:

$$\xi^2 + (\alpha + \alpha')\xi - \alpha - \alpha'\delta' = 0 \qquad (365)$$

Rezolvând această ecuație, se găsește:

$$\xi = -\frac{\alpha + \alpha'}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \alpha'}{2}\right)^2 + \alpha + \alpha'\delta'} \qquad (366)$$

In cazul armării simple:

$$\xi = \frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha}. \qquad (367)$$

După definiția dată, momentul de rezistență al secțiunii pentru zona întinsă este egal cu momentele eforturilor interioare în raport cu axa așezată în zona comprimată a secțiunii, împărțit la efortul unitar σ_a. Prin urmare, momentul de rezistență al secțiunii este egal cu suma momentelor statice ale secțiunilor, raportate la armătura întinsă, luate în raport cu punctul de aplicație al efortului din zona comprimată a secțiunii:

$$W_a = S_a + S'_{aa} = F_a z + F'_a \frac{x - a'}{h_0 - x}(\gamma x - a') \qquad (368)$$

Scanned with OKEN Scanner

In mod analog, momentul de rezistență al secțiunii pentru zona comprimată este egal cu momentul static al secțiunilor raportate la betonul comprimat, în raport cu centrul de greutate al armăturii întinse:

$$W_c = S_b' + S_{aa}' = F'_b z + n' F'_a \frac{x - a'}{x} (h_0 - a') \qquad (369)$$

Pentru secțiunile dreptunghiulare, formulele (368) și (369) se prezintă sub forma:

$$W_a = F_a (h_0 - 0{,}5\, x) + F_a' \frac{x - a'}{h_0 - x} (0{,}5\, x - a'); \qquad (370)$$

$$W_c = bx (h_0 - 0{,}5\, x) + n' F_a' \frac{x - a'}{x} (h_0 - a') \qquad (371)$$

In cazul armării simple:

$$W_a = F_a (h_0 - 0{,}5\, x), \qquad (370')$$

$$W_c = bx (h_0 - 0{,}5\, x). \qquad (371')$$

Pentru determinarea lui x și W, se introduce în formulele (364), (369).

$$n' = \frac{E_{am}}{E_b'} = \frac{E_a}{\psi(1-\lambda)\, E_b} = \frac{n}{\psi(1-\lambda)}. \qquad (372$$

Valoarea expresiei $\psi\ (1 - \lambda)$ poate fi determinată comparând valorile măsurate ale lui x cu valorile lui teoretice. In acest scop, s'au încercat la Institutul ȚNIPS serii speciale de grinzi de beton de diferite mărci, cu diferite procente de armare. Aceste încercări au dovedit că deși valorile lui ψ și λ suferă modificări însemnate, crescând continuu odată cu creșterea sarcinilor, totuși, produsul $\psi\ (1 - \lambda)$ variază între limite strânse, aproximativ 0,27 și 0,33. Deaceea, pentru secțiuni care lucrează sub o încărcare statică, pentru determinarea lui x și W, produsul $\psi\ (1 - \lambda)$ poate fi considerat constant și egal cu 0,33; în acest caz, $n = 3\, n$.

Mai rămâne să se stabilească separat vallorile lui ψ și $(1 - \lambda)$, care se întâlnesc la calculul deformațiilor și care intră în formulele:

$$E_a' = \frac{E_a}{\psi} \text{ și } E_b' = (1 - \lambda)\, E_b.$$

Dificultățile cele mai mari au fost ridicate de obținerea unei expresii exacte pentru coeficientul $\psi = \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a}$, care ține seamă de influența betonului dintre fisuri în zona întinsă.

Inițial, expresia pentru coeficientul ψ a fost obținută pornind dela faptul că la mijloc, între fisuri, mărimea efortului unitar din beton rămâne constantă din momentul apariției fisurilor până la începerea curgerii armăturii și egală cu $\sigma_t = 0{,}5\, R_t = \text{const}$.

In această ipoteză există o nepotrivire însemnată între valorile experimentale și cele teoretice ale lui . Deaceea au fost întreprinse cercetări noi,

care au dus la adoptarea pentru mijlocul porțiunii dintre fișuri a unei mărimi variabile a lui σ_t, care oglindește mai corect modul de lucru al betonului între fisuri, în funcție de procentul de armare și de starea de tensiune, anume:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{a,f}}{\sigma_a} R_t = \chi R_t, \qquad (373)$$

în care $\sigma_{a,f}$ este efortul unitar în armătură, în secțiunea cu fisură, imediat după apariția ei;

σ_a — un efort unitar variabil în armătură în secțiunea cu fisură, în cursul procesului de majorare a încărcării, din momentul apariției fisurilor până la începerea curgerii armăturii.

Valoarea variabilă a lui σ_t este pusă în funcție de doi factori de bază, care caracterizează influența zonei întinsă a betonului asupra deformațiilor elementului de beton armat: procentul de armare ($_{a,f}$) și mărimea încărcării (efortul unitar σ_a în armătură).

După aceasta, în cazul secțiunii dreptunghiulare, expresia pentru coeficientul ψ a luat următoarea formă[1]):

$$\psi = 1 - \frac{2n_t' R_t}{3 \cdot \sigma_a}\left[\varphi_t - \frac{1-\chi}{2\alpha_1}\right];$$

în care:

$$\chi = \frac{\sigma_t}{R_t} = \frac{\sigma_{a \cdot f}}{\sigma_a} = \frac{W_f R_t}{W_a \sigma_a},$$

în care $W_f R_t$ este momentul la apariția fisurilor;

$W_a \sigma_a$ — momentul la care se determină deschiderea fisurilor;

$$\sigma_f = \frac{W_f}{W_a n_t'} - 1 \text{ — din formula (347) și}$$

$$\alpha_1 = \frac{F_a n_t'}{bh} = 2\mu_1 \frac{E_a}{E_b}.$$

Verificarea experimentală a confirmat că valorile lui ψ calculate cu formula (374) se apropie mult de cele măsurate

$\left(\psi = \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a}\right)$ pentru diferite procente de armare.

Rămâne să se extindă teoria calculului rigidității în cazul încovoierii pure la cazul general de încovoiere, când în secțiunile dealungul elementului apar eforturi unitare diferite. Cercetările au dovedit că rigiditatea mai mare a părților mai puțin solicitate ale elementului influențează foarte puțin mărimea deformațiilor maxime (săgeții); între limitele de 5 și 8%. Deaceea, pentru determinarea deformațiilor maxime, se poate introduce în

[1]) Pentru deducere vezi V. I. Murașev: Rezistența la fisurare, rigiditate și rezistența betonului, Mașstroiizdat, 1950, pag. 123—125.

calcule o valoare constantă minimă a rigidității, calculată pentru secțiunile cu momentul de încovoiere maxim, adică:

$$B_{min} = \frac{E_a}{\psi} W_a (h_0 - x) \tag{376}$$

Pentru a ușura calculul coeficienților ψ sunt întocmite grafice pentru secțiunii dreptunghiulare, secțiunii T și I simplu armate și dublu armate. In figura 209 este arătat un astfel de grafic pentru elementele de secțiune dreptunghiulară care lucrează la încovoiere; cu acest grafic se pot determina coeficienții ψ și $(1 - \lambda)$ în funcție de eforturile unitare din armătură.

Valorile lui $(1 - \lambda)$ se pot găsi ușor, atunci când se cunoaște ψ din egalitatea:

$$\psi (1 - \lambda) = 0{,}33.$$

In cazul unei încărcări repetate a construcției se ia $\psi = 1$ și $(1 - \lambda) = 1/3$. In cazul încărcărilor dinamice se iau $\psi = 1$ și $\lambda = 0$.

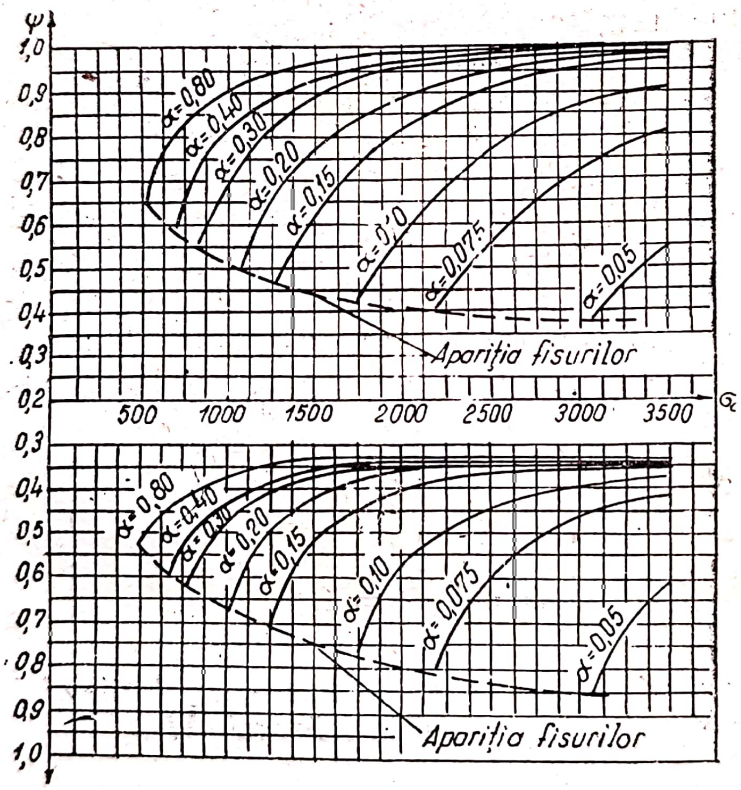


Fig. 209. Graficul valorilor ψ și $(1 - \lambda)$ pentru elemente cu secțiune dreptunghiulară supuse la încovoiere.

In acest fel, practic, calculul rigidității trebue efectuat în următoarea succesiune:

a) se determină x din formula (366), luând pentru determinarea lui n', valoarea $\psi (1 - \lambda) = 1/3$;

b) se calculează W_a și W_c din formulele (370) și (371);

c) se găsește ψ și $1 - \lambda$ din grafice sau cu ajutorul formulei (374);

d) se determină rigiditățile B_a și B_c cu ajutorul formulelor (358) și (359).

Exemplul 36. Pentru o grindă cu secțiunea $h = 60$ cm și $b = 30$ cm cu armătura simplă $F = 15{,}70$ cm² (5 Θ 20); beton, marca 140; armătura St. 0, se cere să se determine: a) lățimea deschiderii fisurilor și b) rigiditatea secțiunii

Se determină: $h = 56$ cm (pentru $a = 4$ cm);

$$n' = \frac{E_a}{\psi E_b (1-\lambda)} = 27{,}4 \text{ — pentru } \psi (1-\lambda) = \frac{1}{3};$$

$$n_f' = \frac{E_a}{E_b (1-\lambda)} = 18{,}2 \text{ — pentru } \lambda = 0{,}5;$$

$$\alpha = \frac{F_a}{bh_1} n' = \frac{15{,}70}{30 \cdot 56} 27{,}4 = 0{,}26;$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_c}{1{,}8} = \frac{2500}{1{,}8} \sim 1400 \text{ kg/cm}^2$$

1. *Determinarea lățimii deschiderii fisurilor* a_f.

Pentru bare cu secțiunea rotundă $\frac{R_t}{\omega' \tau_{ad}} = 1{,}0$

Pentru cazul încărcării utile permanente se găsește din graficul reprezentat în figura 207 pentru $\sigma_a = 1400$ kg/cm² și $\alpha = 0{,}26$, $\lambda_f = 0{,}14$; prin urmare:

$$a_f = \lambda_f \eta_f' \frac{d}{4 \cdot 100} = 0.14 \cdot 18{,}2 \frac{20}{4 \cdot 100} = 0{,}127 \text{ mm}$$

Pentru cazul încărcărilor repetate $\lambda_f = 0{,}195$ și $a_f = 0{,}127 \frac{0{,}195}{0{,}14} = 0{,}177$ mm.

2. *Determinarea rigidității secțiunii* B_a.

Pentru elementele încovoiate este indicat ca rigiditatea să fie determinată pentru zona întinsă.

Se determină x din formula (367):

$$\xi = -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha} = -\frac{0{,}26}{2} + \sqrt{\frac{0{,}26^2}{4} + 0{,}26} = 0{,}40;$$

$$x = 0{,}40 \cdot 56 = 22{,}4 \text{ cm}.$$

Se calculează:

$$W_a = F_a (h_0 - 0{,}5\, x) = 15{,}70 \quad (56 - 11{,}2) = 704 \text{ cm}^3$$

Din graficul reprezentat în figura 209, pentru $\sigma_a = 1400$ kg/cm² și $\alpha = 0{,}26$ se găsește $\varphi = 0{,}81$.

Rigiditatea secțiunii este:

$$B_a = \frac{E_a}{\varphi} W_a (h_0 - x) = \frac{2\,100\,000}{0{,}81} 704 \quad (56 - 22{,}4) = 61{,}10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

Exemplul 37. Pentru o grindă de aceeași secțiune ca și în exemplul 36, însă cu o armătură comprimată $F_a' = 6{,}28$ cm² (2 θ 20) se cere să se determine lățimea deschiderii fisurii de partea zonei slab armate pentru $\sigma_a = 1400$ kg/cm².

Se determină:

$$\alpha = \frac{6{,}28 \quad \alpha}{56 \cdot 30} \quad 27{,}4 = 0{,}10 \text{ și } ' = 0{,}26.$$

Din graficul reprezentat în figura 207, pentru $\alpha = 0{,}10$ $\sigma_a = 1400$ kg/cm², se găsește pentru cazul încărcării uniforme: $\lambda_f = 0{,}16$ și lățimea deschiderii fisurilor va fi:

$$a_f = 0{,}16 \cdot 18{,}2 \frac{20}{4 \cdot 100} = 0{,}146 \text{ mm};$$

pentru o încărcare repetată $\lambda_f = 0{,}4$ și

$$a_f = 0.146 \frac{0.4}{0{,}16} = 0{,}365 > 0{,}2 \text{ mm}.$$

adică, în acest caz, fisurile obținute au o lățime inadmisibilă.

Conform proiectului de norme ale Prescripțiunilor Oficiale, calculul deformației (rigidității) și al deschiderii fisurilor se face în conformitate cu metoda expusă — pentru sarcinile normate, fără a ține seamă de coeficienții de supraîncărcare.

CAPITOLUL XI.

BETONUL ARMAT CU ARMĂTURĂ RIGIDĂ

§ 46. NOȚIUNI GENERALE

După cum se știe, marele avantaj al armăturii rigide constă în posibilitatea de a o folosi ca un element portant în decursul procesului de executare a construcției.

Intrebuințând betonul armat cu armătură rigidă la executarea clădirilor se poate atinge un ritm de execuție aproape egal cu cel atins în cazul construcțiilor metalice, realizând și o însemnată economie de metal (până la 50%); în comparație cu betonul armat obișnuit (cu armătura flexibilă), consumul de metal este mai mare; în schimb se obține o reducere a termenului de execuție, o reducere a volumului de muncă și o mare economie de material lemnos. Afară de aceasta, folosirea armăturii rigide are ca urmare o reducere a dimensiunilor elementelor (ale stâlpilor și ale grinzilor), ceeace prezintă o deosebită importanță la clădirile înalte.

In U.R.S.S. s'au construit o serie de clădiri mari al căror schelet de rezistență este executat din beton armat cu armătură rigidă. de exemplu, la Moscova, clădirea Consiliului de Miniștri al U.R.S.S. din aleea Ohotnâi, clădirea Tipografiei Guvernamentale, clădirea Ministerului Apărării al U.R.S.S. și altele sunt construite pe acest principiu. Unele case înalte din Moscova au scheletul de rezistență din beton armat cu armătură rigidă. La aceste clădiri, specialiștii sovietici au dat soluții originale și îndrăznețe și au mărit înălțimea clădirilor cu schelet de rezistență din armătură rigidă până la 26 etaje (inclusiv parterul), față de înălțimea de 20 de etaje care era considerată înainte o limită, ceeace a dus la o economie apreciabilă de metal (până la 1000 t oțel).

In perioada dintre 1936 și 1939 Institutul ȚNIPS a efectuat vaste lucrări experimentale pentru încercarea stâlpilor și a grinzilor armate cu armătură rigidă (A. P. Vasiliev și V. S. Bulgacov). In urma efectuării acestor lucrări au fost elaborate noi metode de calcul al betonului armat cu armătură rigidă[1]). Odată cu aceasta s'a dovedit că la aceste construcții calculul după metoda rezistențelor admisibile este absolut nesatisfăcător. In 1948—1949 s'au efectuat la Institutul ȚNIPS încercări suplimentare cu ele-

[1]) A. P. Vasiliev: Betonul armat cu armătură rigidă, Stroiizdat. 1941.

mente care lucrează la încovoiere, stabilindu-se între altele, că pentru calculul elementelor cu armătură rigidă la alunecare, cea mai proprie este metoda de calcul la rupere.

Ca armătură rigidă pot servi grinzi laminate, grinzi cu inimă plină, sudate și nituite, carcase portante (în spațiu) sudate; concomitent cu armătura rigidă, se întrebuințează suplimentar și armătură flexibilă.

Pentru această armătură se întrebuințează oțelul de marcă St. 0 și St. 3; își găsește deasemenea întrebuințare armătura laminată la cald cu profil periodic și cea prelucrată la rece (calibrată, răsucită, turtită) cu limita de curgere respectivă.

Carcasele portante (în spațiu) sudate se întrebuințează sub formă de schelete confecționate dinainte, executate din bare cu secțiune rotundă (uneori cu diametrul până la 100 mm) și adeseori în combinație cu oțel profilat.

Carcasele sudate portante, păstrând toate proprietățile pozitive ale armăturii rigide obișnuite în ce privește posibilitatea ridicării construcției fără schele, necesită un consum mai redus de metal și asigură în același timp posibilitatea executării lucrărilor prin metode industriale. Combinarea carcaselor portante cu panouri de cofraje fixate de ele fac posibilă așezarea pe locul fixat a cofrajelor și a armăturii, sub formă de blocuri de armătură și cofraje de dimensiuni mari.

Totuși, construcțiile cu carcase portante cer, în comparația cu cele armate cu armătură flexibilă, un consum ridicat de oțel. Aceasta se explică mai ales prin faptul că la carcasele portante trebue să se asigure stabilitatea barelor comprimate în perioada de montaj.

Pentru asigurarea aderenței necesare, în betonul armat cu armătură rigidă, se întrebuințează un beton cu marca de cel puțin 140.

In vederea economisirii metalului, trebue să se ia secțiunea minimă a armăturii rigide, folosind-o ca o construcție metalică numai pentru preluarea eforturilor care apar în timpul procesului de executare a lucrărilor, din următoarele încărcări: greutatea proprie a carcasei, greutatea betonului și a cofrajelor fixate pe ele, greutatea dispozitivelor de transport și greutatea muncitorilor. O reducere apreciabilă a consumului de metal (până la 40%), în comparație cu profilul obișnuit laminat, se poate obține prin folosirea profilelor cu inimă subțire, laminate la rece.

Preluarea încărcării totale de exploatare trebue să fie asigurată printr'o dimensionare corespunzătoare a secțiunii de beton armat cu armătură rigidă și armătură suplimentară flexibilă.

Experiențele au demonstrat că încărcarea inițială la care se supune armătura rigidă în procesul de executare a lucrărilor, precum și ordinea încărcării cu sarcinile de exploatare nu influențează mărimea sarcinii de rupere. Transmiterea inițială a unei părți din sarcină numai asupra armăturii rigide (la elementele întinse, la acelea care lucrează la încovoiere și compresiune) are însă o influență favorabilă asupra îmbunătățirii coeficientului de siguranță al elementului la formarea fisurilor.

In consecință, calculul elementelor cu armătura rigidă trebue să se facă la două stări de solicitare a construcției:

Scanned with OKEN Scanner

a) la prima stare (pentru primul stadiu de execuţie, armătura se calculează ca o construcţie metalică, conform prescripţiilor N şi TU — 1—46), la eforturile provenite dela încărcarea corespunzătoare de montaj;

b) la starea a doua (pentru stadiul de exploatare, elementul se calculează ca un element de beton armat, conform prescripţiilor N şi TU — 3—49), la eforturile provenite dela încărcarea totală de calcul.

Trecerea elementului de construcţie dela prima stare la cea de a doua stare este condiţionată de valoarea minimă a rezistenţei betonului elementului, atinsă în decursul procesului de întărire a betonului. Această valoare minimă a rezistenţei betonului se ia: la verificarea la rezistenţă de 70 kg/cm²; la verificarea la stabilitate (flambaj) de 35 kg/cm².

Cu această ocazie se observă că o construcţie armată cu o carcasă portantă sudată, se calculează întâi la încărcarea totală ca o construcţie obişnuită de beton armat, iar după aceea, carcasa sudată se calculează, ca o construcţie metalică provizorie la încărcarea iniţială, introducându-se rectificările necesare.

Coeficientul de siguranţă se ia în conformitate cu prescripţiile N şi TU — 3—49. In acest caz, pentru stâlpi (comprimaţi centric şi excentric) cu un procent de armare mai mare decât 5% pentru încărcările de bază, coeficientul de siguranţă se ia, spre deosebire de stâlpii cu armătură flexibilă, în cazul raportului $\frac{T_m}{T_p} \leqslant 2$ egal cu $k = 1{,}85$ (în loc de 2) şi pentru $\frac{T_m}{T_p} > 2$, egal cu $k = 2{,}0$ (în loc de 2,2).

Valorile coeficienţilor de siguranţă (la rezistenţă) pentru stâlpii obişnuiţi de beton armat corespund procentului de armare 1—2%, cel mai des întâlnit. Odată cu creşterea procentului de armare (mai mare decât 5%) în elementele cu armătura rigidă, este indicat să se micşoreze coeficientul de siguranţă din următoarele considerente:

In conformitate cu prescripţiile N şi TU—1—46, coeficientul de siguranţă pentru elemente de construcţii metalice (din St. 3.) poate fi considerat egale cu $\frac{\sigma_c}{\sigma_a} = \frac{2500}{1600} = 1{,}57$. Dacă acest coeficient de siguranţă se compară cu coeficientul de siguranţă stabilit pentru stâlpi de beton armat, se poate uşor dovedi[1]) că la un anumit procent de armare, de exemplu 9,7% şi la un beton marca 140, greutatea oţelului în stâlpii de beton armat va fi aceeaşi ca şi într'un stâlp metalic, deşi în stâlpul de beton armat mai există şi betonul, în volum de zece ori mai mare. Mărind şi mai mult procentul de armare, stâlpul de beton armat va avea o capacitate portantă de calcul chiar mai mică decât stâlpul metalic cu aceeaşi cantitate de oţel. După cum se vede, coeficientul de siguranţă este stabilit în funcţie de procentul de armare: conform prescripţiilor N şi TU—3—49, acesta este stabilit deocamdată pentru o anumită limită dela 5 la 15%.

In elementele comprimate centric şi în cele comprimate excentric când procentul de armare trece de 3%, secţiunea betonului considerată în calcul trebue să fie micşorată cu secţiunea armăturii.

[1]) E. G. Ratz: Despre coeficientul de siguranţă la construcţii de beton armat cu armătura rigidă, „Industria construcţiilor", Nr 12/1948.

La calculul elementelor încovoiate și al celor comprimate excentric după cazul 1, se adoptă o diagramă dreptunghiulară a eforturilor, atât pentru beton, cât și pentru armătură.

La verificarea aderenței armăturii rigide la beton, valoarea limită a aderenței se poate lua egală cu R_t.

La verificarea betonului la strivire (compresiune locală) sub ancoraje, precum și a reazemelor grinzilor etc., valoarea la limită, la strivire R_{st}, se ia însă din formula:

$$R_{st} = R_{pr}\sqrt{\frac{F}{F_{st}}} \leqslant 1{,}5\ R_{pr}$$

în care F este suprafața întregii secțiuni a elementului asupra căruia se trasmite încărcarea;

F_{st} — suprafața de strivire.

Dacă centrul de greutate al suprafeței de strivire F_{st} nu corespunde cu centrul de greutate al suprafeței F, în calcul trebue să se considere că numai o parte din suprafața F este simetrică față de centrul de greutate al suprafeței de strivire.

§ 47. STÂLPI COMPRIMAȚI CENTRIC

1. Cercetări experimentale și alcătuirea stâlpilor

La executarea clădirilor înalte cu mai multe etaje se folosesc în mod rațional stâlpii cu armătură rigidă. Sub forma cea mai simplă, acești stâlpi sunt executați din profile dublu T, oțel U, corniere sau alte profile, solidarizate cu plăcuțe și betoane.

Pentru a se preciza modul de comportare a stâlpilor cu armătură rigidă s'au efectuat o serie de cercetări experimentale.

Aceste experiențe au demonstrat înainte de toate că, la utilizarea etrierilor și a fretelor, conlucrarea armăturii rigide și a betonului poate fi asigurată în momentul ruperii.

După deformațiile obținute la încercare, se stabilea repartizarea eforturilor între oțel și beton.

Unele dintre încercări au permis să se tragă concluzia că oțelului îi revenea între 54—64% din încărcare și betonului respectiv 46—36%; odată cu mărirea încărcării, partea de încărcare preluată de oțel creștea până la aproximativ 67—75%. In acest caz, aproape de momentul de rupere al betonului, din cauza deformațiilor sale plastice pronunțate, armătura rigidă atingea limita de curgere.

Având în vedere cele de mai sus, la baza calculului stâlpilor cu armătura rigidă poate fi pus deasemenea principiul însumării rezistențelor oțelului și betonului. Experiențele au confirmat valabilitatea acestui principiu pentru diferite procente de armare (dela 3 la 20%) și pentru diferite mărci ale betonului și oțelului; pentru determinarea încărcării de rupere trebue luată rezistența prismatică a betonului R_{pr}.

Scanned with OKEN Scanner

Calculul secțiunii armăturii rigide a stâlpilor trebue să se facă în conformitate cu eforturile de calcul ținând seamă de îmbinarea ei comodă cu armătura grinzilor și de condițiile de betonare. Armătura trebue să fie așezată simetric față de planul în care acționează încărcarea.

Se pot indica următoarele tipuri de secțiuni cu armătură rigidă, executate din profile fasonate: pentru stâlpii mai puțin încărcați, o armătură rațională poate fi executată dintr'un singur profil dublu (fig. 210, *a*) sau din două profile U alăturate (fig. 210, *b*). In stâlpii mai încărcați armătura poate fi formată din două profile dublu T (fig. 210, *c*) sau din două profile U (fig. 210, *d*), așezate la o oarecare distanță între ele și solidarizate cu plăcuțe sau cu zăbrele din bare rotunde. O astfel de armătură are o rigiditate mare și, pe lângă aceasta, existența spațiului dintre profile ușurează trecerea armăturii grinzilor (pe o direcție).

Tot o astfel de armătură rigidă se întrebuințează și la stâlpii cu secțiunea octogonală și cu alte secțiuni prevăzute cu fretă (fig. 210, *e*) în loc de etrieri.

La elementele cu armătură rigidă etrierii se așează ca și la armătura flexibilă, pe perimetrul secțiunii, astfel încât să se realizeze un strat de acoperire de 1,5—2 cm; diametrul etrierilor se ia de 6—8 mm, la distanțe de 15—25 cm dar nu mai mare decât de 15 ori diametrul barelor armăturii longitudinale. In locurile unde armătura rotundă se înnădește prin alăturare, distanța între etrieri nu trebue să fie mai mare decât de 10 ori diametrul.

Pentru fixarea etrierilor la colțurile stâlpului se prevăd bare de montaj cu diametrul de cel puțin 10 mm sau bare suplimentare de rezistență din oțel beton.

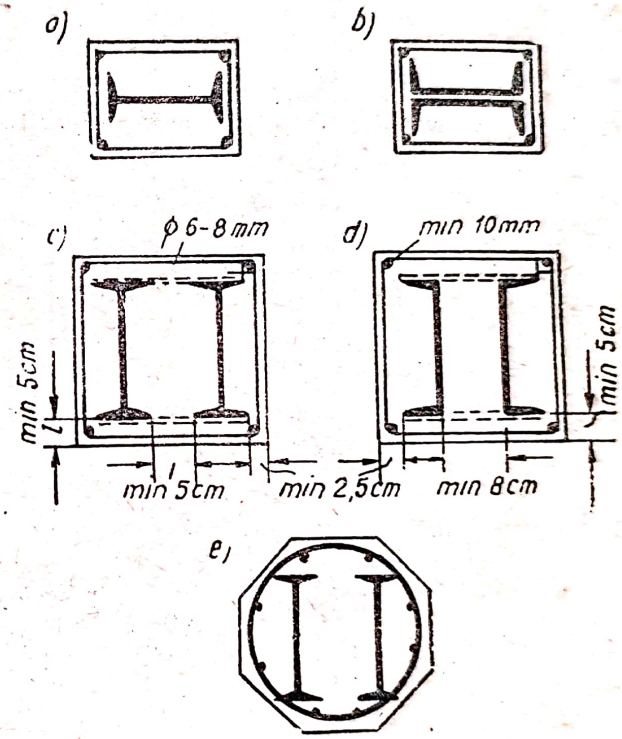


Fig. 210. Secțiuni de stâlpi cu armătură rigidă:
a — dintr'un profil dublu T; **b** — din două profile U; **c** — din două profile dublu T; **d** — din două profile U; așezate la distanță; **e** — stâlp octagonal.

Etrierii se pot înlocui cu o plasă sudată, executată din bare cu diametrul de 4—5 mm. Plasa se îndoaie după forma secțiunii stâlpului și se îmbracă pe armătura rigidă, suprapunându-se marginile pe o lungime de două pasuri ale barelor plasei.

In cazul armăturii rigide, grosimea stratului de acoperire măsurată dela fața stâlpului până la inima sau până la tălpile (aripile) profilelor laminate se ia de cel puțin 5 cm (fig. 210). Această mărire a grosimii stratului de acoperire față de cea prevăzută pentru armătura flexibilă este necesară din cauza condițiilor mai defavorabile în care se găsește armătura în ce privește încălzirea în caz de incendiu precum și pentru ușurința betonării.

Distanța dintre fața stâlpului și muchia tălpii (aripei) armăturii nu trebue să fie mai mică decât 2,5 cm (acoperirea obișnuită). Afară de aceasta, pentru asigurarea unei umpleri bune cu beton, distanța dintre marginile tălpilor (aripilor) profilelor trebue să fie de cel puțin 5 cm, iar distanța dintre inimile a două profile U, de cel puțin 8 cm.

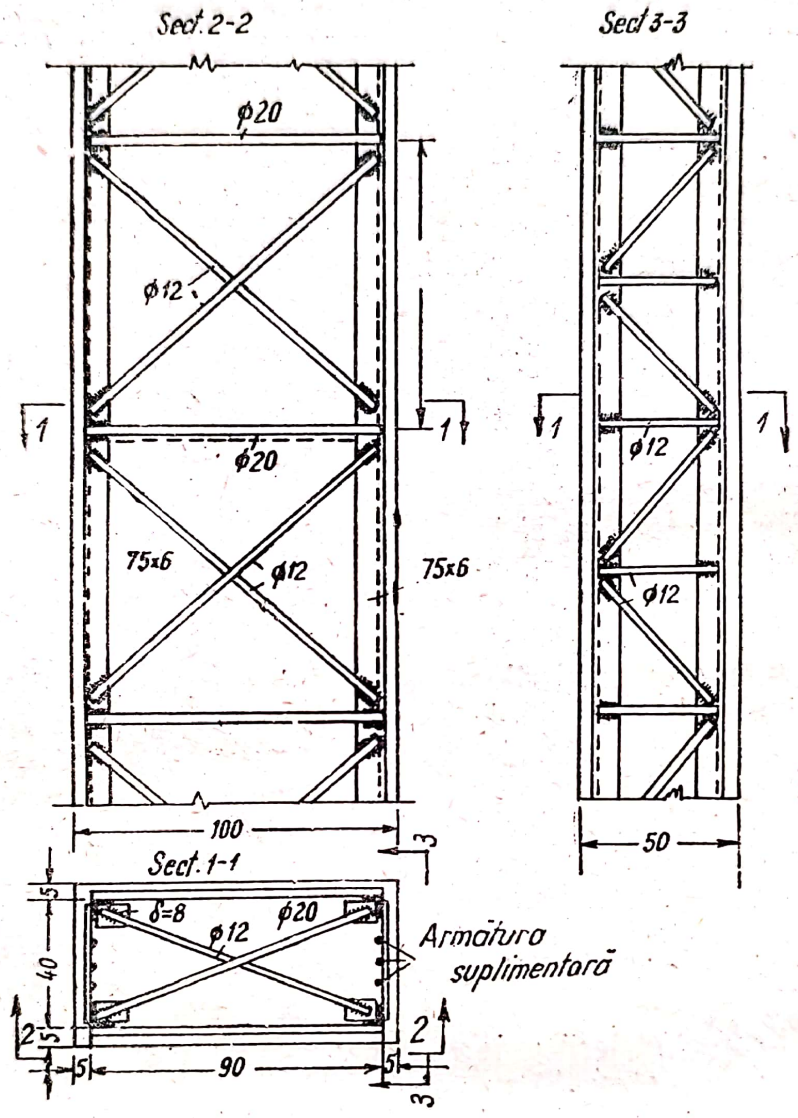


Fig. 211. Carcasa portantă a stâlpului, formată din patru corniere cu zăbrele din oțel rotund

La stâlpi se execută în mod rațional carcasele în spațiu (portante), la care barele de bază (montanții) se execută din oțel beton sau oțel cornier, iar legăturile transversale din oțel rotund, turnarea betonului fiind astfel mult ușurată (fig. 211).

De cele mai multe ori, carcasa stâlpului se execută din patru corniere (sau bare rotunde), care se așează la colțuri și care se leagă între ele cu zăbrele pe toate cele patru părți. Zăbrelele stâlpilor se pot executa, atât cu diagonale și montanți, cât și cu diagonale încrucișate. Dacă latura nu este prea mare (50—70 cm), se poate întrebuința primul sistem; dacă latura are o lățime mare, este mai avantajos să se treacă la zăbrele cu diagonale încrucișate. Pentru a se realiza o rigiditate mare, se prevăd la carcasa stâl-

rului, la fiecare trei, patru panouri, pe înălțime, diafragme (contravântuiri) din bare rotunde orizontale, încrucișate, sudate cu barele principale din colțuri.

Uneori legăturile transversale orizontale se execută cu platbande de oțel.

2. Calculul stâlpilor cu armătură rigidă și cu armătură combinată

Dacă se întrebuințează etrieri obișnuiți, elementele comprimate centric cu armătură rigidă și cu armătură combinată (rigidă și flexibilă) se calculează în conformitate cu datele experimentale pornind dela principiul care consideră în calcul rezistența betonului și a armăturii și ținând seamă de micșorarea secțiunii betonului, din cauza unui procent mare de armare. In acest caz, formula de calcul va avea forma:

$$N_r = R_{pr}[F_b - (F_{ar} + F_a)] + \sigma_c (F_{ar} + F_a)$$

$$N_r = kN = R_{pr} F_b + (\sigma_c - R_{pr}) (F_{ar} + F_a) \qquad (377)$$

După cum s'a arătat mai sus, coeficientul de siguranță se ia mai redus ($k = 1{,}85$ sau 2) decât pentru stâlpii de beton armat obișnuiți.

Flambajul este luat în considerare ca și în cazul stâlpilor cu armătură flexibilă, înmulțind sarcina de rupere cu coeficientul φ. Valoarea lui φ, valoarea la limită a coeficientului de subțirime la care flambajul nu se ia în considerare, precum și lungimea de flambaj a elementului se iau în conformitate cu indicațiile din prescripțiile N și TU—3—49 (vezi § 27, punctul 4).

Calculul stâlpilor cu armătură rigidă și cu o fretă de oțel rotund se face cu ajutorul următoarei formule, alcătuită deasemenea pe baza însumării rezistenței armăturii și a betonului.

$$N_t = kN = R_{pr} F_s + (\sigma_c - R_{pr}) (F_{ar} + F_a) + 2{,}5\, \sigma_c F_f, \qquad (378)$$

în care

$$F_f = \frac{\pi d_s f_f}{s}$$

Ca și la stâlpii cu armătura flexibilă, pentru $\frac{l_0}{d} > 12$, influența armăturii fretei nu este luată în considerare și calculul se face ca și pentru cazul etrierilor obișnuiți, adică folosind formula (377).

Procentul de armare la stâlpii cu armătură rigidă se ia deobicei între limitele de 3 și 8% și nu trebue să depășească 15% considerând secțiunea totală a armăturii longitudinale rigidă și flexibilă.

Dacă procentul de armare depășește 15%, există temeri de desprindere prematură a betonului de armătură și astfel de stâlpi trebue să fie calculați ca stâlpi metalici, betonul singur fiind considerat un material de protecție.

Scanned with OKEN Scanner

§ 48. GRINZI

1. Rezultatele încercărilor

Adeseori, se folosesc ca armătură rigidă a grinzilor, profilele dublu T laminate, ele putând fi așezate pe toată înălțimea secțiunii (fig. 212, *a*) sau numai în zona întinsă (fig. 212, *b*).

Incercările efectuate la Institutul TNIPS, precum și în alte țări asupra grinzilor armate cu armătură rigidă, au arătat că este posibilă conlucrarea acestei armături cu betonul până la folosirea totală a rezistenței oțelului. Conlucrarea betonului cu armătură a fost verificată nu numai pentru cazul acționării unei încărcări statice repetate, de același semn, dar și în cazul unor sarcini alternative.

La grinzile armate cu profil înalt (pe aproape toată înălțimea secțiunii), conlucrarea este asigurată chiar atunci când lipsesc etrierii, ancorajele dela capete și alte dispozitive. Este de remarcat că inima plină metalică preia complet eforturile de alunecare.

La grinzile armate, cu profile de înălțime redusă, care se găsesc în întregime în zona întinsă a secțiunii, pentru a lega zona comprimată a betonului cu armătura întinsă sunt necesare dispozitive speciale, sub formă de etrieri sau bare de ancorare, legate de armătura rigidă.

Dacă astfel de dispozitive lipsesc, grinda se poate rupe din cauza cedării betonului nearmat al grinzii deasupra armăturii rigide, înainte de a fi atinsă în armătură limita de curgere. In cazul unei astfel de armări este neapărat necesară verificarea la alunecare.

La grinzile cu armătură rigidă, asigurate împotriva alunecării, stabilirea momentului de rupere se poate face ca și pentru elementele cu armătură flexibilă (din oțel beton), în ipoteza că în momentul ruperii, în toată secțiunea întinsă a armăturii este atinsă limita de curgere; diagrama eforturilor unitare de compresiune în beton se ia deasemenea dreptunghiulară. Momentele de rupere calculate în aceste condiții nu depășeau în general valorile experimentale. Totuși, aceasta era adevărat numai pentru grinzi, la care ruperea începea, deoarece armătura atingea limita de curgere.

2. Alcătuirea grinzilor

Ca armătură portantă (rigidă) a grinzilor, se întrebuințează în cazul secțiunilor puternic armate, în afara profilelor dublu T și profile U, grinzi metalice compuse din bare precum și carcase în spațiu; în ultimele două cazuri armătura se așează totdeauna pe toată înălțimea grinzii.

Grosimea stratului inferior de protecție, precum și a stratului dela fețele marginale ale grinzii până la marginile tălpilor profilelor laminate se iau egale cu 5 cm, în vederea ușurinței de betonare a stratului inferior și a asigurării necesare împotriva focului; grosimea stratului superior de protecție poate fi micșorată până la 3 cm, deoarece partea superioară a construcției se găsește în condiții mai bune în ce privește protecția împotriva focului, (fig. 212). Distanța dintre barele rotunde ale armăturii până la suprafața exterioară a betonului trebue să fie de cel puțin 2,5 cm.

Scanned with OKEN Scanner

Grinzile cu armătura din profile fasonate trebue să fie prevăzute totdeauna cu etrieri (chiar dacă aceștia nu sunt ceruți de calcul) formați din bare cu diametrul de 6—8 mm și așezați la 20—30 cm.

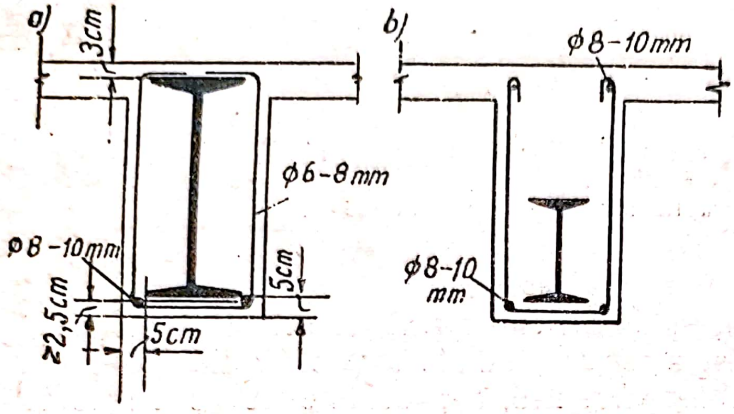


Fig. 212 Secțiuni de grinzi cu armătura rigidă: a — din profil înalt; b — din profil cu înălțimea redusă.

Pentru montarea etrierilor se prevăd la fețele superioară și inferioară a grinzii bare de montaj cu diametrul de 8—10 mm; în calculul profilelor înalte, etrierii pot fi suspendați de tălpile superioare ale acestora (fig. 212, *a*). Dacă din calcul reiese că este necesar să se introducă o armătură suplimentară flexibilă de rezistență, aceasta înlocuește, în locurile corespunzătoare, barele de montaj. Dacă armătura flexibilă suplimentară are un diametru mai mare decât 20 mm, se înlocuește cu platbande de oțel.

Atunci când din calculul la forțele tăietoare (alunecare) — în cazul profilelor de înălțime redusă —, rezultă că etrierii sunt insuficienți, se pot întrebuința bare ridicate — atunci când armătura este flexibilă — sau se sudează la partea superioară a profilului bare înclinate (fig. 213, *a*). O soluție mai bună este aceea de a întrebuința etrieri înclinați cu două secțiuni de forfecare, iar în cazul unor profile mai înalte, de a suda de talpa superioară una sau două armături șerpuite, executate din bare rotunde, cu diametrul de 10 mm (fig. 213, *b*) sau spirale speciale.

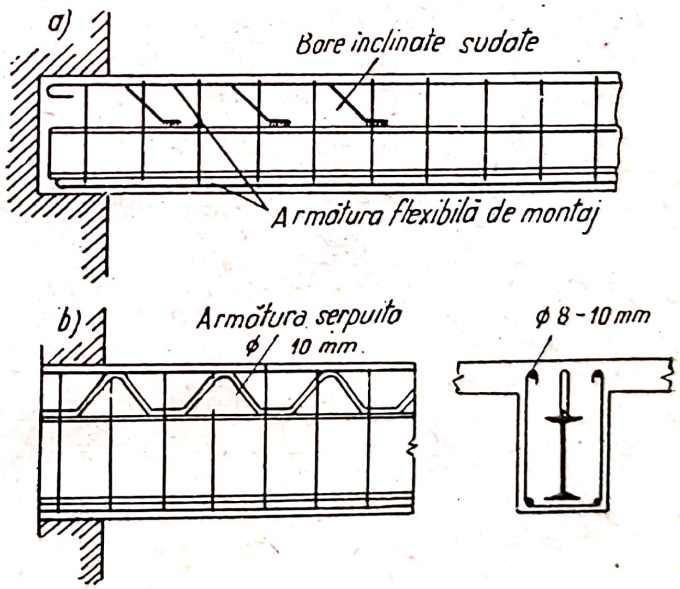


Fig. 213. Armarea pentru preluarea forțelor tăietoare: a — bare înclinate sudate la talpa superioară a profilului dublu T; b — armătura „șerpuită".

Ancorarea capetelor armăturii rigide îmbunătățește condițiile de lucru ale grinzilor; dacă grinzile se reazemă liber, trebue sudate la capetele profilelor plăci sau bucăți de profile U.

Dacă la armarea grinzilor continue și a grinzilor cadrelor cu armătură rigidă se întrebuințează profile relativ puțin înalte, este necesară montarea unei armături flexibile sub formă de călăreți îndoiți și drepți (fig. 214, *a*) deasupra reazemelor, pentru preluarea eforturilor de întindere, iar în cazul

profilelor inalte, se pot suda de tălpile acestora plăci (fig. 214, *b*) sau se poate monta deasemenea o armătură flexibilă.

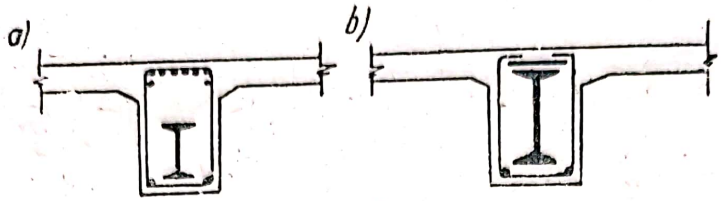


Fig. 214. Armarea secțiunilor dela reazem ale grinzilor continue
a — cu armătura flexibilă; b — cu o placă sudată.

Dacă la armarea grinzilor se folosesc carcase portante, acestea din urmă se alcătuesc de cele mai multe ori sub formă de grinzi cu zăbrele în spațiu cu diagonale întinse. In acest caz, tălpile lor pot fi din oțel rotund (fig. 215, *a*) sau din oțel cornier (fig. 215, *b*); zăbrele trebue să fie totdeauna executate din bare rotunde.

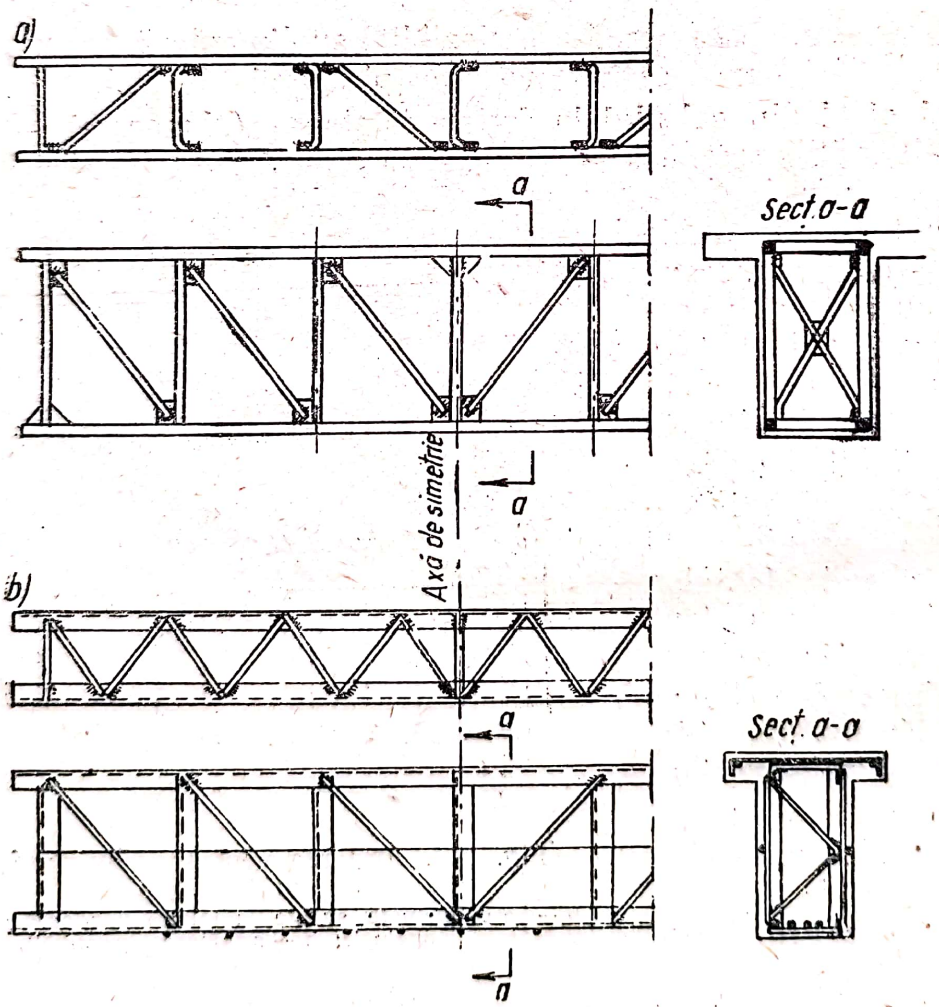


Fig. 215. Carcase portante pentru grinzi.
a — din oțel rotund; b — cu tălpi din corniere

In figura 216 sunt date detalii de noduri sudate, executate cu sau fără gusee.

Scanned with OKEN Scanner

In cazul carcaselor grele portante se admite ca tălpile să se execute din așa numitele armături sudate pe mai multe rânduri (fig. 217), așezând

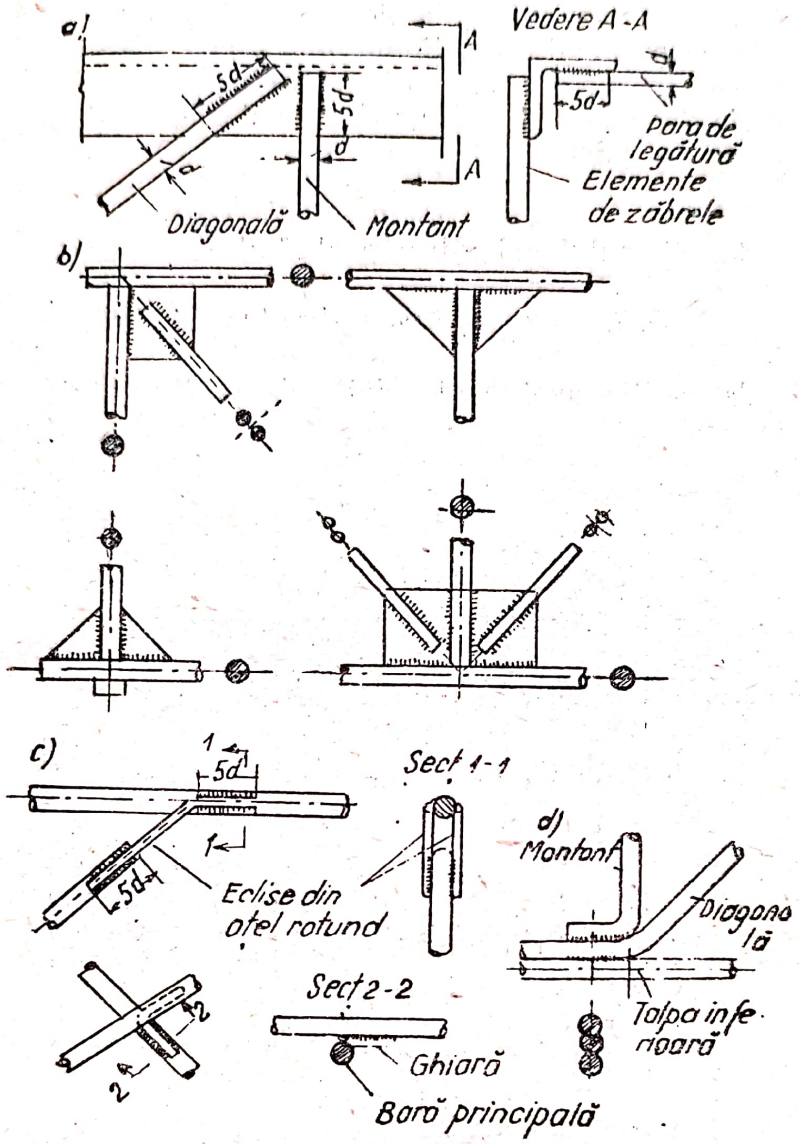


Fig. 216. Detalii de noduri la carcase portante:
a — nod de carcasă cu talpa din oțel cornier; b — carcasă din oțel rotund, nodurile prevăzute cu gusee; c — idem, nodul fiind cu eclisee și sudură „în cruce"; d — idem, nod cu sudarea ciocurilor drepte

Fig. 217. Carcasa portantă a unei grinzi de cadru, cu armătura pe mai multe rânduri

pe verticală cel mult patru bare, iar pe orizontală, cel mult două bare; barele armăturii pe mai multe rânduri se prind între ele printr'o cusătură sudată discontinuă.

Lungimea porțiunilor sudate ale unei astfel de cusături se ia egală cu $5d$ (considerând bara cu diametrul cel mai mic); în cazul unei carcase cu lungimea până la 6 m, cusăturile se prevăd la capetele și la mijlocul barelor, iar în cazul barelor mai lungi, la fiecare 2,5 m.

Talpa inferioară se alcătuește, ținându-se seamă de diagrama momentelor, adică prin întreruperea barelor. In acest caz, capetele barelor întrerupte trebue să fie duse cu cel puțin $5d$, dincolo de secțiune unde acestea nu mai sunt cerute de calcul.

3. Calculul grinzilor în stadiul de rupere

a) *Grinzi cu secțiunea dreptunghiulară*

In funcție de poziția axei neutre față de profilul rigid, se deosebesc trei cazuri de calcul.

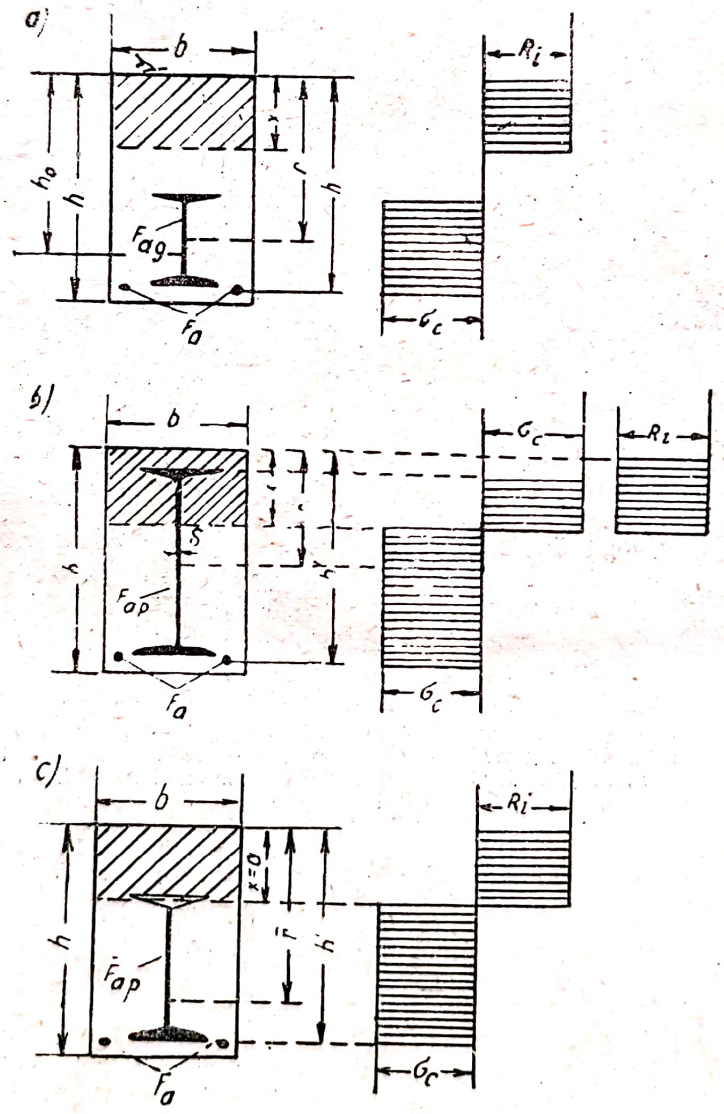


Fig. 218.

Cazul 1. Axa neutră nu intersectează armătura rigidă (fig. 218, *a*).

Diagramele eforturilor unitare, — de compresiune în beton și de întindere în armătură — se consideră dreptunghiulare.

Poziția axei neutre se determină din egalitatea eforturilor în zonele comprimate și întinse ale secțiunii:

$$bx R_i = (F_{ar} + F_a)\,\sigma_c$$

de unde

$$x = \frac{(F_{ar} + F_a)\cdot \sigma_c}{b R_i} \qquad (379)$$

Momentul de rupere (în raport cu axa neutră) este:

$$M_r = R_i \frac{bx^2}{2} + [F_{ar}(r - x) + F_a (h' - x)]\,\sigma_c \qquad (380)$$

Ca și în cazul armăturilor elastice, limita de aplicare a formulei (380) se determină din condiția:

$$\frac{x}{h_0} = \frac{(F_{ar} + F_a)\,\sigma_c}{b h_0 R_i} \leq 0{,}5,$$

sau

$$x \leq 0{,}5\ h_0, \qquad (381)$$

în care h_0 este înălțimea utilă a secțiunii, considerată dela marginea comprimată până la centrul de greutate al întregii armături întinse.

Cazul 2. Axa neutră intersectează inima profilului armăturii rigide (fig. 218, *b*).

Din condiția de egalitate a eforturilor în zonele comprimate și întinsă ale secțiiunii (ținându-se seamă de armătura elastică), se obține:

$$bx R_i = 2(r - x)\,\delta\sigma_c + F_a \sigma_c$$

$$x = \frac{(2r\delta + F_a)\,\sigma_c}{bR_i + 2\cdot\delta\cdot\sigma_c} \qquad (382)$$

Momentul de rupere este:

$$M_r = \frac{bx^2}{2} R_i + [T + (r - x)^2 \delta + F_a (h' - x)]\,\sigma_c \qquad (383)$$

In formula (383) $T = 2\,S$ este momentul de rezistență plastic al armăturii rigide, în care S este momentul static al jumătății secțiunii armăturii rigide în raport cu axa geometrică; pentru profile dublu T și U, $T = 1{,}17\,W$.

Deoarece ecuația momentelor (383) este scrisă în raport cu axa neutră, iar momentul de rezistență plastic al profilului se ia în raport cu axul său geometric ,se introduce corectivul corespunzător: $(r - x)^2\,\delta$.

In acest caz, trebue să fie deasemenea satisfăcută condiția:

$$x \leq 0{,}5\ h_0.$$

Cazul 3. Axa neutră intersectează talpa profilului armăturii rigide (fig. 218, *c*).

Scanned with OKEN Scanner

Pentru a constata dacă ne găsim în acest caz, se presupune întâi că axa trece mai sus de profilul dublu T şi se calculează x din formula (379); dacă pentru x astfel obţinut axa neutră intersectează profilul, atunci se calculează din nou cu ajutorul formulei (382). Dacă din acest calcul rezultă că axa este situată mai sus decât profilul, aceasta înseamnă că axa neutră trebue să se găsească în limitele tălpii superioare.

De talpa superioară dispusă în axa neutră nu trebue să se ţină seamă în calcul, deoarece ea nu participă la preluarea eforturilor. Notând suprafaţa secţiunii dublu T, fără talpa superioară, prin $\overline{F_{ar}}$, înălţimea utilă cu r şi $x = a$, se obţine momentul de rupere, ca şi pentru cazul 1.

$$M_r = \frac{ba^2}{2} R_i + [\overline{F_{ar}}(\overline{r} - a) + F_a(h' - a)]\,\sigma_c. \qquad (384)$$

După cum au dovedit încercările din ultimul timp (C. C. Antonov) faptul că nu se ţine seamă de talpa profilului are drept consecinţă subaprecierea rezistenţei elementului. Dacă pentru calcul se foloseşte formula stabilită pentru cazul 2, diferenţa dintre capacitatea portantă experimentală şi cea calculată se reduce foarte mult.

In cazul unei armături rigide nesimetrice, cu zona întinsă întărită, aceasta se înlocueşte pentru calcul cu o armătură (profil) rigidă simetrică şi cu una suplimentară, aceasta din urmă introducându-se în valoarea F_a a formulelor de calcul.

b) *Grinzi cu secţiunea T*

Calculul secţiunii T se face în funcţie de raportul $\frac{h_p}{h}$ şi de poziţia axei neutre.

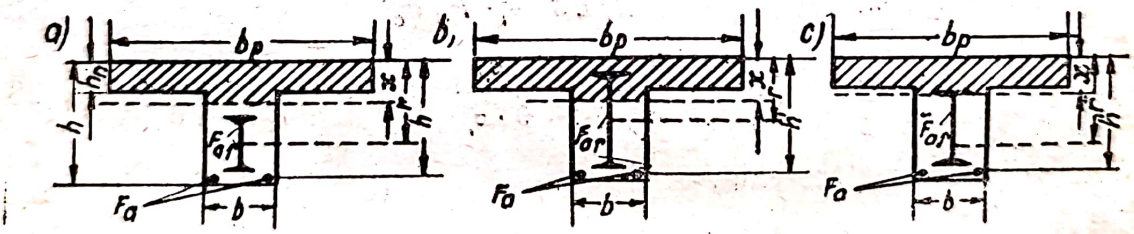


Fig. 219.

1. Dacă $\frac{h_p}{h} < 0{,}1$ — calculul se face, ca şi pentru o secţiune dreptunghiulară având lăţimea egală cu lăţimea nervurii.

2. Dacă $\frac{h_p}{h} \geqslant 0{,}1$ şi $x \leqslant h_p$, calculul se poate face ca pentru o secţiune dreptunghiulară, însă având lăţimea egală cu lăţimea tălpii b_p; aceasta din urmă se ia la fel ca pentru elementele cu armare elastică.

3. Dacă $\frac{h_p}{h} \geqslant 0{,}1$ şi $x > h_p$, calculul se poate face ca şi pentru o secţiune T, ţinându-se seamă de compresiunea din nervură. In acest caz,

secțiunea este considerată formată din două părți: din aripile comprimate uniform, ale tâlpii, cu secțiunea corespunzătoare a armăturii (întinse) și din secțiunea dreptunghiulară de lățime b cu partea de armătură rămasă. Aici se deosebesc trei cazuri, în funcție de poziția axei neutre (fig. 219).

Cazul 1. Axa neutră nu intersectează profilul armăturii (fig. 219, *a*). Mărimea x se va determina din egalitatea eforturilor în betonul comprimat și în armătura întinsă.

$$[(b_p - b)\, h_p + bx]R_i = (F_{ar} + F_a)\,\sigma_c,$$

de unde:

$$x = \frac{(F_{ar} + F_a)\,\sigma_c}{bR_i} - h_p\left(\frac{b_p}{p} - 1\right) \qquad (385)$$

Momentul de rupere este:

$$Mr = \left[(b_p - b)\, h_p\left(x - \frac{h_p}{2}\right) + \frac{bx^2}{2}\right]R_i + [F_{ar}(r - x) + F_a(h' - x)]\sigma_c \qquad (386)$$

Cazul 2. Axa neutră intersectează inima profilului armături (fig. 219, *b*). Poziția axei neutre se determină din ecuația:

$$[(b_p - b)\, h_p + bx]R_i = 2\,(r - x)\,\delta\,\sigma_c + F_a \cdot \sigma_c$$

de unde

$$x = \frac{(2r\,\delta + F_a)\,\sigma_c - (b_p - b)\, h_p\, R_i}{bR_i + 2\delta\sigma_c} \qquad (387)$$

Momentul de rupere este:

$$M_r = \left[(b_p - b)\, h_p\left(x - \frac{h_p}{2}\right) + \frac{bx^2}{2}\right]R_i + [T + (r - x)^2\,\delta + F_a(h' - x)]\,\sigma_c \qquad (388)$$

Cazul 3. Axa neutră trece prin talpa plăcii (fig. 219, *c*).

Calculul este analog cu cel din cazul 1, cu deosebirea că se scade secțiunea tălpii superioare, adică în formulele (385) și (386), în loc de F_{ar} se pune $\bar{F}_{ar}$ și în locul lui $\bar{r}$, r.

In toate cele trei cazuri de calcul al secțiunilor T în care se ține seamă de compresiunea din nervură, începutul ruperii elementului se produce în urma atingerii de către armătură a limitei de curgere, trebuind totodată să fie satisfacută condiția $x \leq 0{,}5\, h_0$.

4. Calculul grinzilor la forțele tăietoare

Mai sus, la studiul rezultatelor încercărilor făcute asupra grinzilor s'a constatat că, în cazul armării acestora din urmă cu profile înalte inima metalică plină preia în întregime eforturile unitare de forfecare. In consecință s'a stabilit că, dacă profilul intră în zona comprimată a secțiunii dreptunghiulare cu cel puțin $^1/_4$ din înălțimea ei, iar în cazul sec-

ţiunii T, până la jumătatea din grosimea plăcii, nu se mai face calculul la forţele tăietoare (la alunecare). In toate celelalte cazuri, însă acest calcul este necesar. In acest caz, în porţiunile unde

$$\sigma_{pr} = \frac{Q}{bz} \leq \frac{R_t}{k_1}$$

nu este necesară armarea; dacă, însă $\sigma_{rp} > \frac{R_t}{k_1}$ este necesar să se prevadă etrieri, bare înclinate, zăbrele în zig-zag, sau alte dispozitive, pentru a lega armătura rigidă cu zona comprimată a betonului.

După cum au dovedit experienţele efectuate în 1948—1949, calculul grinzilor cu armătura rigidă la forfecare este indicat să se facă în stadiul de rupere (capitolul V, § 17). La verificarea formulei empirice (126) pentru aprecierea rezistenţei betonului la forfecare, abaterea maximă a valorii calculate a forţei tăietoare faţă de cea obţinută experimental a fost în total de 7,5% — la grinzile armate pe aproape toată înălţimea secţiunii — iar la grinzile cu armătura aşezată în întregime în zona întinsă a betonului, aceste abateri nu depăşeau 18%. Vechea metodă de calcul la alunecare, precum şi metoda de calcul dată de Condiţiile Tehnice Provizorii (VTU—3—49)[1]), elaborate pentru proiectarea carcaselor cu armătură rigidă, nu asigurau rezultate atât de exacte.

Incercările au arătat însă acţiunea utilă a etrierilor asupra caracterului şi deschiderii fisurilor. Deaceea, chiar dacă din calcul nu rezultă că etrierii sunt necesari, aceştia trebue totuşi montaţi constructiv. Cel mai indicat este ca în locul etrierilor separaţi să se prevadă carcase sudate.

La determinarea mărimii eforturilor unitare de forfecare se consideră ca lăţime de calcul lungimea minimă a fisurii după care este posibilă separarea zonei comprimate a betonului.

In majoritatea cazurilor, trebue să se ia ca lăţime de calcul lăţimea nervurii b de deasupra tălpii profilului. La secţiuni T, atunci când profilul pătrunde în placă cu mai puţin decât jumătate din grosimea ei, forfecarea betonului se poate produce după o suprafaţă frântă; în acest caz, se recomandă să se ia ca lăţime de calcul $b + 2\lambda$, în care λ este adâncimea de pătrundere a profilului în placă.

Secţiunea etrierilor pe unitatea de lungime a grinzii se determină din formula (135):

$$f_e = \frac{q_e}{\sigma_e},$$

în care q_e este efortul vertical pe unitatea de lungime a sectorului de grindă, care, în cazul sarcinilor uniform distribuite obişnuite, se calculează cu ajutorul formulei (133):

$$q_e = \frac{(k_1 Q_0)^2}{0{,}6\, bh_0^2 R_t}.$$

[1]) Condiţii Tehnice Provizorii pentru proiectarea scheletelor de beton armat, cu armătură rigidă, ale clădirilor cu mai multe etaje din oraşul Moscova (VTU 3—49), Editura de Stat pentru Arhitectură, 1949.

Scanned with OKEN Scanner

Secțiunea armăturii în zig-zag (fig. 213, *b*) poate fi determinată din efortul

$$q_z = q_e \cdot \cos \alpha,$$

în care α este unghiul de înclinare al zăbrelelor în zig-zag, față de axa grinzii care se ia deobicei de 45°.

Dacă sunt necesare bare ridicate, calculul lor se face ca și în cazul armării obișnuite cu oțel beton.

Dacă se întrebuințează ca armătură profile laminate la rece cu pereți subțiri, calculul lor la forțele tăietoare, se poate face deasemenea în modul arătat de experiențele efectuate la Institutul ȚNIPS, în stadiul de rupere, analog cu calculul etrierilor.

§ 49. PLANȘEE

1. Alcătuirea planșeelor

Planșeele de beton armat cu armătură rigidă prezintă un mare avantaj în ce privește viteza de execuție și economia de material lemnos și sunt indicate mai ales la reconstrucția clădirilor industriale, atunci când nu este de dorit ca acestea să fie aglomerate cu schele; neajunsul acestui sistem de construcție îl reprezintă consumul mai mare de oțel.

Planșeele se pot executa cu placă la partea inferioară sau la partea superioară, cu grinzi metalice betonate sau armându-le combinat cu profile laminate și cu bare elastice. Distanța dintre grinzi (deschiderea plăcii) se ia deobicei dela 1,5 până la 2,5 m.

Grosimea plăcii se determină prin calcul și variază între 7 și 10 cm și numai rareori este mai mare. Armarea plăcii este supusă în totul regulilor constructive pentru plăcile armate într'un singur sens.

Planșeul cu placa la partea inferioară are suprafața inferioară netedă. Grinzile se execută din profile dublu T betonate (fig. 220, *a*), sau cu armătură combinată (fig. 220, *b*). Capetele barelor de rezistență ale plăcii se îndoaie peste talpa inferioară a armăturii rigide a grinzilor.

In acest caz, pentru executarea pardoselei, spațiul până la fața superioară a grinzii se umple adesea cu diverse materiale (de exemplu, sgură, beton slab) care servesc ca strat de egalizare pentru pardoseală și reduc în acelaș timp conductibilitatea fonică și termică a planșeului.

Dacă placa se așează la partea superioară, se realizează o reducere a greutății proprii. In acest caz, grinzile sunt însă aparente și planșeul este în realitate un planșeu cu nervuri, nervurile putând avea o armătură rigidă sau combinată (fig. 220, *c—f*). Suprafața superioară a plăcii trebue să se găsească mai sus decât talpa superioară a armăturii cu cel puțin 3—4 cm, pentru a se realiza astfel un strat suficient de protecție.

Pentru armarea plăcii se recomandă folosirea plaselor sudate în suluri, care se desfășoară transversal pe direcția grinzilor (fig. 221, *a*) precum și a tablelor găurite (fig. 221, *b*), în cel din urmă caz armătura având un aspect de fâșii drepte, cu excepția celor superioare care se termină cu ciocuri drepte.

Scanned with OKEN Scanner

Dacă grinzile sunt pe două direcţii, sunt avantajoase planşeele cu plăci rezemate pe contur, armate separat cu plase sudate; aceste plăci se întrebuinţează în special la construcţia clădirilor înalte.

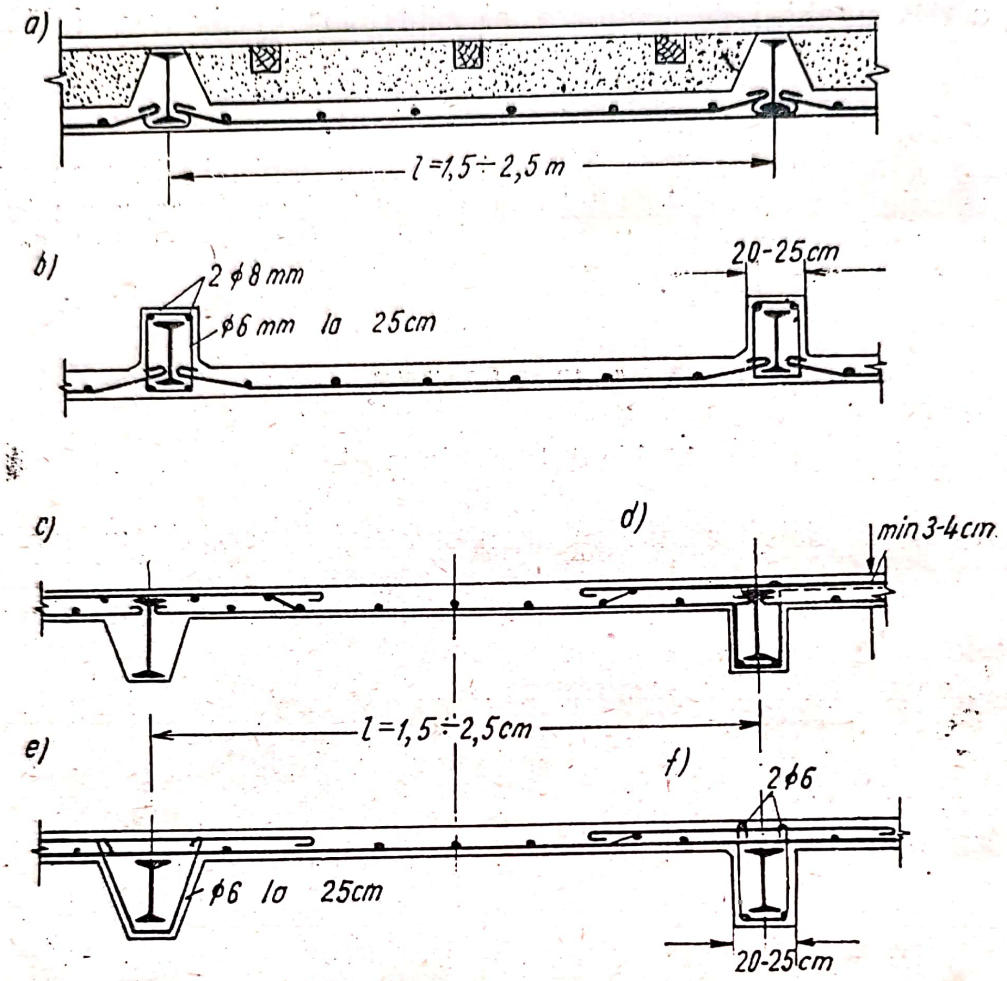


Fig. 220. Planşee cu armătură rigidă:
a — b — placa la partea inferioară; c — f — placa la partea superioară

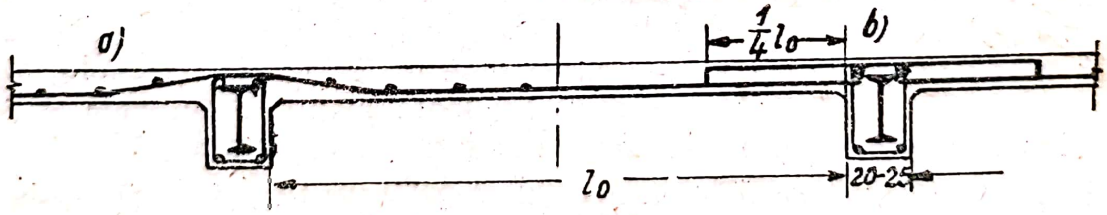


Fig. 221. Armarea plăcii:
a — cu armătură sudată; b — cu table găurite

In cazul aşezării plăcii la partea inferioară, este deasemenea indicat să se întrebuinţeze armarea cu plase sudate, sub formă de pânze separate, îndoindu-se capetele în dreptul tălpii inferioare a profilelor dublu T.

Grinzile cu armătura rigidă îşi găsesc întrebuinţare şi la planşee de alte tipuri, şi anume: cu nervuri dese, prefabricate, din beton armat cu blocuri de sticlă.

Scanned with OKEN Scanner

Există și construcții de planșee cu plăci la partea superioară, însă cu grinzi nebetonate; astfel de planșee nu sunt în realitate planșee de beton armat. Ele sunt expuse la coroziune, nu sunt rezistente la foc și au o rigiditate mai redusă.

2. Calculul planșeelor

In funcție de construcția planșeului, plăcile sunt considerate plăci simplu rezemate, plăci semiincastrate (fig. 220, *a—b*) — cu un moment de calcul $M = \frac{ql^2}{10}$, plăci continue, armate într'un sens (fig. 220, *c—f*), sau rezemate pe contur.

Calculul grinzilor (al grinzilor principale) se face deasemenea în funcție de alcătuirea lor — ca grinzi cu secțiunea dreptunghiulară sau T, cu armătura rigidă sau combinată.

§ 50. ELEMENTE COMPRIMATE EXCENTRIC

1. Rezultatele încercărilor

Incercările stâlpilor comprimați excentric cu armătură rigidă, efectuate de Institutul ȚNIPS, au dovedit că atunci când există etrieri și un beton suficient de rezistent, conlucrarea betonului cu armătura rigidă este asigurată chiar în cazul unui procent de armare superior. In acest caz valorile sarcinilor de rupere pentru stâlpi cu excentricitate mare, calculate în ipoteza că eforturile unitare au diagrame dreptunghiulare, coincid într'o mare măsură cu datele experimentale.

Pentru stâlpi cu excentricitate mică, în care caz toată secțiunea este comprimată sau, când eforturile unitare de întindere sunt reduse, mărimea sarcinii de rupere se poate determina cu ajutorul unei formule, analoage aceleia deduse pentru cazul 2 de calcul al secțiunilor cu armătura flexibilă.

In ce privește alcătuirea lor, stâlpii comprimați excentric, armați cu armătură rigidă nu diferă, deobicei de elementele comprimate centric.

2. Calculul elementelor comprimate excentric

Calculul acestor elemente constă în determinarea coeficientului de siguranță (la rezistență) atunci când se dau dimensiunile secțiunii de beton, profilul armăturii rigide F_{ar} și secțiunea de armătura flexibilă F_a și F_a'.

Dacă secțiunea armăturii rigide este formată din două părți distincte, dintre care una este așezată la fața cea mai comprimată, iar cealaltă, la fața opusă secțiunii elementului (fig. 222), calculul se face ca și pentru o secțiune cu armătură flexibilă, considerând înălțimea utilă a secțiunii egală cu distanța dela forța cea mai comprimată a elementului până la centrul de greutate general al armăturii rigide și flexibile dela fața opusă.

Scanned with OKEN Scanner

Dacă inimile profilelor armăturii rigide sunt însă așezate în plane paralele cu planul de acțiune al momentelor, și pe toată înălțimea secțiunii simetrice, în particular al celei dreptunghiulare, calculul se face în funcție de mărimea excentricității.

a) Cazul 1. *Excentricități mari ale forței longitudinale.*

In partea întinsă a secțiunii, efortul în metal atinge în momentul ruperii limita de curgere.

Din condiția de echilibru a forțelor exterioare și interioare rezultă (fig. 223, *a*):

$$N_r = R_i\, bx - 2\delta\left(\frac{h}{2} - x\right)(\sigma_c - R_i) + (F_a' - F_a)\,(\sigma_c - R_i). \qquad (389)$$

Slăbirea secțiunii betonului prin procentul relativ mare de armare este luată în considerare, ca și în cazul compresiunii centrice, prin înlocuirea lui σ_c cu $\sigma_c - R_i$. Poziția axei neutre se poate găsi din ecuația momentelor forțelor în raport cu punctul de aplicare al forței longitudinale N:

$$R_i S_{bN} - \left[T + 2 \cdot \delta \cdot y\left(e_0 - \frac{y}{2}\right)\right]\sigma_c + (F_a' e - F_a e') \cdot \sigma_c = 0. \qquad (390)$$

sau

$$R_i bx\left(e_0 - \frac{h}{2} + \frac{x}{2}\right) - \left[T + 2\delta\left(\frac{h}{2} - x\right)\left(e_0 - \frac{0{,}5\,h - x}{2}\right)\right]\sigma_c + (F_a' e' - F_a e)\,\sigma_c = 0. \qquad (391)$$

După cum s'a constatat din încercări, abaterea medie a sarcinilor de calcul, calculate cu ajutorul formulei (389) față de cele experimentale, este de numai 2,2% în partea efortului unitar mai mare.

b) Cazul 2. *Excentricități mici ale forței longitudinale.*

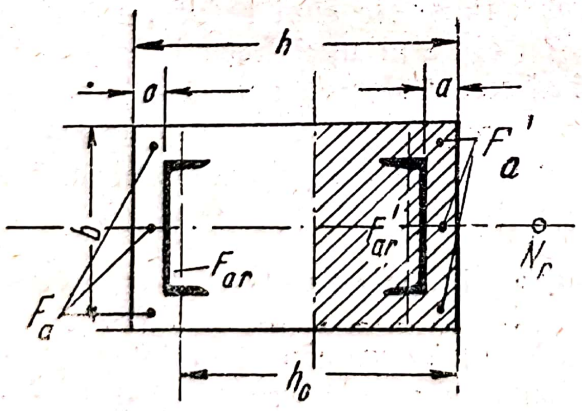


Fig. 222.

Toată secțiunea este comprimată, sau în parte întinsă a secțiuni armăturii rigide, efortul unitar nu atinge în momentul ruperii limita de curgere.

Sarcina de rupere poate fi determinată din ecuația momentelor în raport cu axa care trece prin mijlocul grosimii tălpii mai puțin solicitată a profilului (fig. 223, *b*). In acest caz, momentul rezultantei eforturilor de compresiune în beton se ia, ca și în cazul armăturii flexibile, egal cu:

$$0{,}5\, b\, h_1^2 \cdot R_{pr} = 0{,}4\, b\, h_1^2\, R_i$$

în care h_1 este distanța dela fibra comprimată a betonului până la centrul de greutate al tălpii celei mai depărtate a profilului.

Stratul de acoperire de beton și armătura flexibilă din partea mai puțin solicitată, se iau în considerare în calcul.

$$N_r e_1 = 0{,}4\; bh_1^2\; R_i + F_{ar}\; r_1\; (\sigma_c - R_i) + F_a'\; (h_1 - a')\; (\sigma_c - R_i) \qquad (392)$$

Dacă forța N este aplicată în limitele secțiunii armăturii rigide, ruperea elementului poate fi condiționată de rezistența zonei celei mai depărtate de punctul de aplicare al forței; în acest caz, este necesară o verificare suplimentară, folosind formula:

$$N_r e_1' \leq 0{,}4\ R_i\, b h_1'^2 + F_{ar} r_1'\ (\sigma_c - R_i) + F_a\ (h_1' - a)\ (\sigma_c - R_i) \quad (393)$$

La determinarea momentului de rupere preluat de armătura rigidă, se presupune că oțelul atinge limita de curgere în toată secțiunea profilului, cu excepția tălpii prin care trece axa momentelor. Această ipoteză simplificatoare nu are o influență esențială asupra mărimii sarcinii de rupere.

c) *Limita dintre cazul 1 și 2*

Limita dintre excentricitățile mari și cele mici se determină prin egalarea valorilor efortului de rupere după formulele de calcul corespunzătoare.

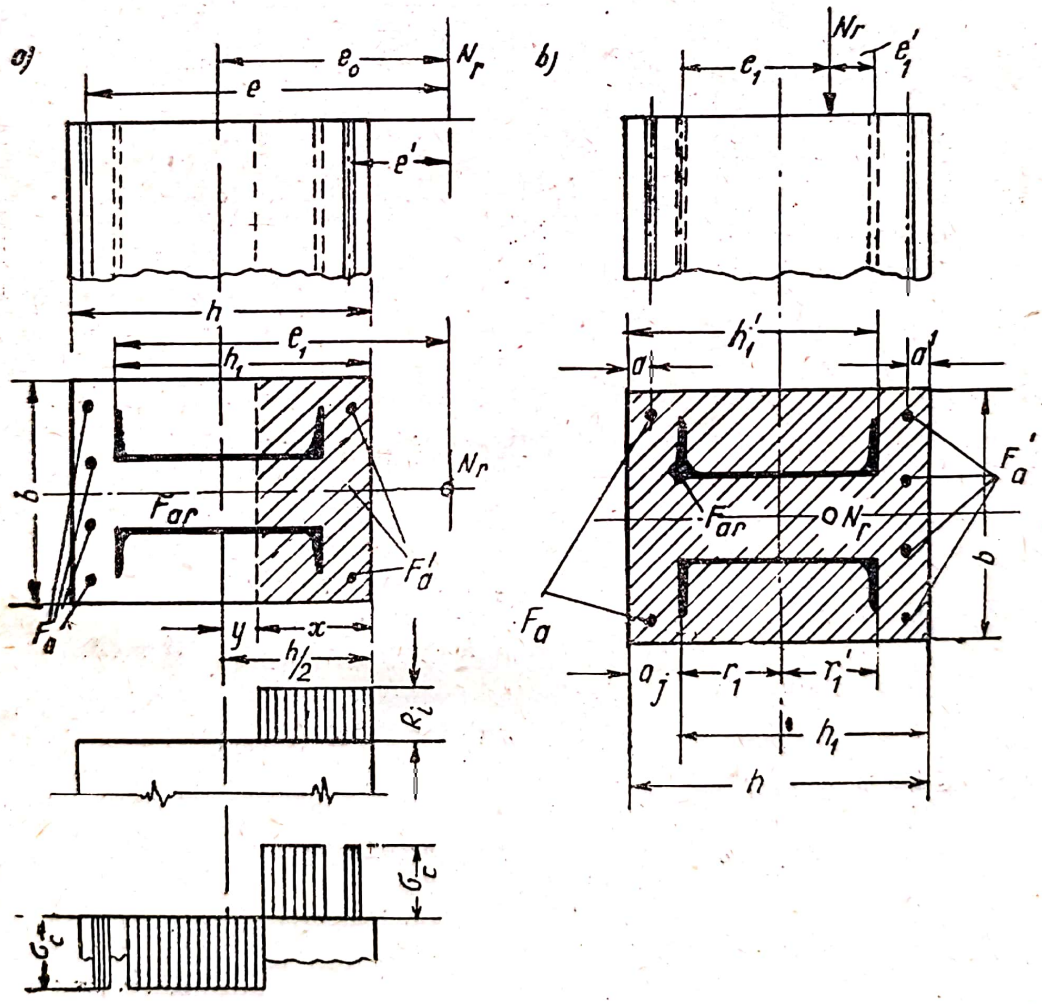


Fig. 223.

Pentru aceasta este necesar să se scrie pentru cazul 1 (fig. 223, *a*) ecuația momentelor forțelor interioare și exterioare în raport cu axa tălpii întinse a profilului.

$$N_r e_1 = bxR_i\ (h_1 - 0{,}5\,x) + \left[F_{ar}^{p}\, n_i + \frac{\delta h_0^2}{2} - \delta\,(h_1 - x)^2\right](\sigma_c - R_i) + \\ + F_a'\ (h_1 - a')\ (\sigma_c - R_i), \qquad (394)$$

în care F_{ar} este secțiunea tălpii comprimate a profilului.

h_i — înălțimea inimii profilului calculată între axele tălpilor.

Pentru cazul 2 (fig. 223, *b*) formula (394) se scrie astfel:

$$N_r e_1 = 0{,}4\ bh_1^2\ R_i + \left(F_{ar}^{p}\ h_i + \frac{\delta h_i^2}{2}\right)(\sigma_c - R_i) + \\ + F_a'\ (h_1 - a')\ (\sigma_c - R_i) \qquad (395)$$

Egalând membrul drept al ecuațiilor (94) și (295) și împărțind ambii membri cu $bh_1^2\ R$, se obține:

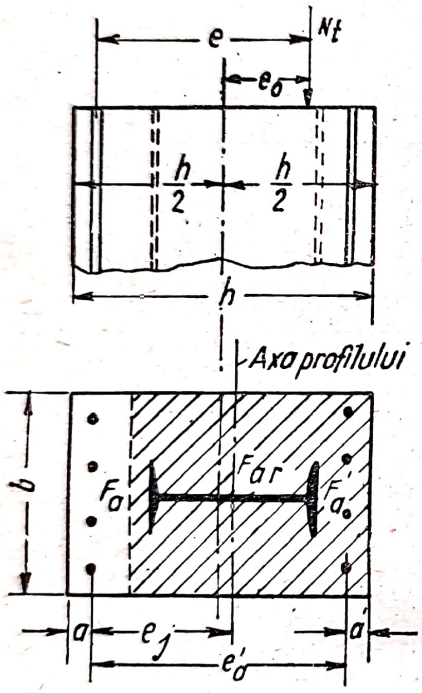


Fig. 224.

$$\frac{x\ (h_1 - 0{,}5\ x) - 0{,}4\ h_1^2}{(h_1 - x)^2} = \frac{(\sigma_c - R)}{R_i} \cdot \frac{\delta}{b}$$

sau notând $\frac{x}{h_1} = \xi_1$:

$$\frac{\xi_1\ (1 - 0{,}5\ \xi_1) - 0{,}4}{(1 - \xi_1)^2} = \frac{(\sigma_c - R_i)}{R_i\, b} \qquad (396)$$

Valoarea lui ξ_1 corespunde valorilor egale ale sarcinii de rupere, calculate cu formulele pentru cazurile 1 și 2.

Pentru $\xi = \frac{x}{h_1} < \xi_1$

sau

$$\frac{(\sigma_c - R)}{R} \cdot \frac{\delta}{b} \geqslant \frac{\xi\,(1 - 0{,}5\,\xi) - 0{,}4}{(1 - \xi)^2}$$

calculul trebue să se facă după cazul 1, cu ajutorul formulei (389);

pentru $\xi = \frac{x}{h_1} > \xi_1$ sau

$$\frac{\sigma_c - R_i}{R_i} \cdot \frac{\delta}{b} < \frac{\xi\,(1 - 0{,}5\,\xi) - 0{,}4}{(1 - \xi)^2}$$

calculul se face pentru cazul 2, cu ajutorul formulelor (392) și 393).

d) *Calculul secțiunii armăturii flexibile*

In unele cazuri, fiind date secțiunea elementului și secțiunea armăturii rigide, se cere să se *determine secțiunea armăturii flexibile* F_a și F_a', cunoscând poziția ei.

Armătura comprimată F_a' poate fi determinată, pornind dela egalitatea (cazul 2):

$$N_r e = \overline{N}_r \overline{e},$$

în care $\overline{N}_r$ este forța de rupere în cazul compresiunii axiale.

$\overline{e}$ — excentricitatea ei în raport cu centrul de greutate al armăturii F_a.

Pentru secțiunea dreptunghiulară cu așezarea nesimetrică a armăturii rigide, (fig. 224) F_a' se determină din ecuația:

$$N_r e = R_{pr}\, bh \left(\frac{h}{2} - a\right) + F'_a e'_a\, (\sigma_c - R_{pr}) + F_{ar} e_r\, (\sigma - R_{pr})$$

$$F_a' \geqslant \frac{N_r e - R_{pr} bh \left(\frac{h}{2} - a\right)}{e_a'\, (\sigma_c - R_{pr})} - \frac{F_{ar}\, e_r}{e_a'} \qquad (397)$$

Armătura F_a se determină în două feluri:

1. In ipoteza că armătura F_a este comprimată:

$$N_r = R_{pr}\, bh + F_a\, (\sigma_c - R_{pr}) + (F_{ar} + F'_a)\, (\sigma_c - R_{pr}),$$

de unde

$$F_a \geqslant \frac{N_r - R_{pr}\, bh}{\sigma_c - R_{pr}} - (F_{ar} + F'_a). \qquad (398)$$

2. Cu ajutorul formulei (389) pentru cazul 1, în ipoteza când armătura F_a este întinsă.

La calculul secțiunilor cu armătura simetrică se admite ca armătura F_a de o parte a secțiunii să se ia după valoarea mai mare obținută pentru ea cu ajutorul formulelor (397) și (398).

e) *Considerarea flambajului*

De flambajul elementelor comprimate excentric cu armătura rigidă se ține seamă ca și în cazul elementelor cu armătura flexibilă când $\frac{l_0}{h} > 10$, înmulțindu-se excentricitatea forței longitudinale cu coeficientul η calculat cu ajutorul formulei (260), luându-se în acest caz $n_1 = \frac{kN}{bh_1 R_i}$.

§ 51. CALCULUL ELEMENTELOR CU ARMĂTURĂ RIGIDĂ DUPĂ PROIECTUL DE „CODEX AL DISPOZIȚIILOR OFICIALE"

Formulele pentru calculul la starea limită pot fi obținute ușor din formulele de calcul deduse mai sus pentru stadiul de rupere, înlocuind în ele pe σ_c, R_{pr} și R_i cu rezistențele corespunzătoare de calcul ale armăturii și al betonului și introducând coeficienții condițiilor de lucru m și m_a; aceasta din urmă (m_a) introducându-se în cazuri speciale.

a) *Elemente comprimate centric:*

$$N \leq m\,[\bar{R}_{pr}\,F_b + (m_a\,\bar{R}_a - \bar{R}_{pr})\,(F_{ar} + F_a)]. \tag{399}$$

b) *Elemente cu secţiune dreptunghiulară care lucrează la încovoiere.*

Cazul 1.

$$M \leq m\left[\bar{R}_i\,\frac{bx^2}{2} + m_{a_r}\,\bar{R}_{ar}\,F_{ar}\,(r-x) + m_a\,\bar{R}_a\,F_a\,(h'-x)\right] \tag{400}$$

Cazul 2.

$$M \leq m\left\{\bar{R}_i\,\frac{bx^2}{2} + m_{a_r}\,\bar{R}_{ar}\,[T + (r-x)^2\,\delta] + m_a\,\bar{R}_a\,F_a\,(h'-x)\right\} \tag{401}$$

Cazul 3.

$$M \leq m\left[\bar{R}_i\,\frac{ba^2}{2} + m_{a_r}\,\bar{R}_{ar}\,\bar{F}_{ar}\,(\bar{r}-a) + m_a\,\bar{R}_a\,F_a\,(h'-a)\right]. \tag{402}$$

c) *Elemente cu secţiune dreptunghiulară, comprimate excentric.*

Cazul 1. Excentricităţi mari

$$N \leq m\left[\bar{R}_i\,bx - 2\,\delta\left(\frac{h}{2} - x\right)(m_{ar}\,\bar{R}_{ar} - \bar{R}_i) + (F_a' - F_a)\,(m_a\bar{R}_a - \bar{R}_i)\right]. \tag{403}$$

Poziţia axei neutre se determină din ecuaţia:

$$\bar{R}_i\,bx\left(e_0 - \frac{h}{2} + \frac{x}{2}\right) - \left[T + 2\,\delta\left(\frac{h}{2} - x\right)\left(e_0 - \frac{0{,}5\,h - x}{2}\right)\right] m_{ar}\,\bar{R}_{ar} + (F_a'e' - F_ae)\,m_a\,\bar{R}_a = 0. \tag{404}$$

Cazul 2. Excentricităţi mici

$$Ne_1 \leq m[0{,}4\,\bar{R}_i\,bh_1^2 + F_{ar}\,r_1\,(m_{ar}\bar{R}_{ar} - \bar{R}_i) + F_a'\,(h_1 - a')\,(m_a\bar{R}_a - \bar{R}_i)] \tag{405}$$

Condiţia suplimentară:

$$Ne_1' \leq m[0{,}4\,\bar{R}_i bh_1'^2 + F_{ar}\,r_i'\,(m_{ar}\,\bar{R}_{ar} - \bar{R}_i) + F_a\,(h_1' - a)\,(m_a\bar{R}_a - \bar{R}_i)] \tag{406}$$

Condiţiile de aplicare a acestor formule de calcul rămân aceleaşi ca şi pentru calculul la stadiul de rupere.

Scanned with OKEN Scanner

§. 52. IMBINĂRI LA NODURI

1. In cazul armăturii alcătuite din profile fasonate

La alcătuirea îmbinărilor dela noduri ale armăturii rigide trebue să se asigure rigiditatea de montaj, montarea comodă a armăturii și betonarea ușoară.

Imbinarea elementelor armăturii rigide se realizează în general prin metodele folosite la construcțiile metalice; cu condiția însă să se evite în limita posibilităților, părțile orizontale ieșinde, care ar putea îngreuia betonarea construcției. Imbinările se execută cu nituri, cu buloane și prin sudură.

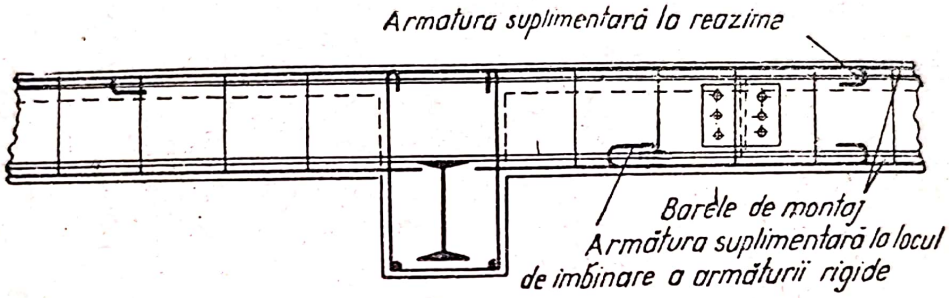


Fig. 225. Imbinarea grinzii secundare cu grinda principală: armătura rigidă a grinzii secundare trece peste armătura grinzii principale.

In cele ce urmează se va studia imbinarea grinzilor secundare cu grinzile principale și a grinzilor principale cu stâlpii[1]).

1. La îmbinarea grinzilor secundare cu grinda principală pot exista două cazuri: când armătura rigidă a grinzii secundare este așezată direct peste armătura rigidă a grinzii principale sau când armătura rigidă a grinzii secundare intersectează armătura rigidă a grinzii principale.

In primul caz (fig. 225), armătura rigidă a grinzii secundare se așează pe armătura grinzii principale și se prinde de aceasta cu buloane sau prin sudură. In cazul unei astfel de îmbinări, rosturile de înnădire a armăturii grinzilor secundare se prevăd deobicei în locurile unde momentele sunt mici și se execută cu eclise, care acoperă inima profilelor dublu T sau U; se recomandă ca la rosturile de înnădire, pentru întărirea secțiunii să se prevadă o armătură flexibilă suplimentară.

In cazul al doilea de îmbinare a armăturii grinzii secundare de armătura grinzii principală (fig. 226), aceasta poate fi realizată folosind, fie numai corniere verticale *(a)*, fie adăugându-se la partea superioară o platbandă *(b)* sau o platbandă și scaun.

Atunci când se prevăd numai corniere verticale, este necesară o armătură flexibilă la reazeme în cantitate suficientă pentru preluarea momentului dela reazem. In consecință, calculul grinzilor la sarcinile de exploatare se face ca și pentru o grindă continuă, armată în câmp cu armătură rigidă,

[1]) TNIPS, A. P. Vasiliev: Proiectarea construcțiilor de beton armat cu armătură rigidă, Stroiizdat, 1943. A. P. Vasiliev: Betonul armat cu armătură rigidă, Stroiizdat, 1941.

iar pe reazeme, cu armătură flexibilă. La sarcinile de montaj armătura rigidă se calculează însă ca o grindă simplu rezemată. Calculul îmbinării înseși și anume calculul buloanelor sau al niturilor la forfecare și strivire trebue să se facă pentru valoarea totală a forțelor tăietoare date de sarcinile de exploatare.

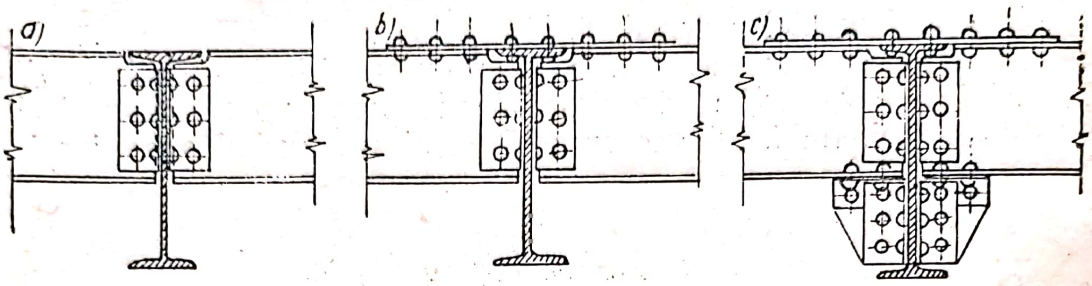


Fig. 226. Imbinarea armăturii rigide a grinzii secundare cu armătura grinzii principale:
a — numai cu corniere; b — cu corniere și platbandă; c — cu corniere, platbandă și scaun

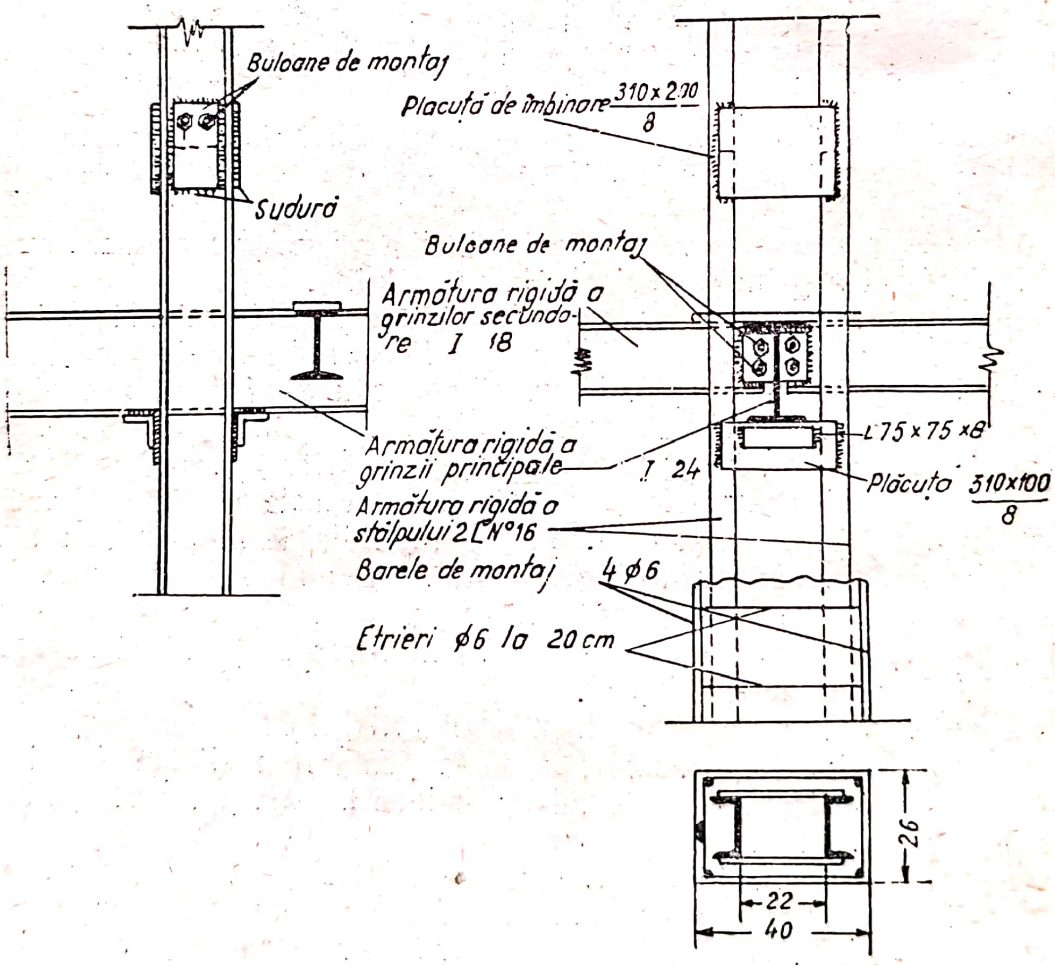


Fig. 227. Imbinarea armăturii rigide a grinzii cu acea a stâlpului.

Dacă se întrebuințează corniere verticale și platbande orizontale, acestea din urmă se dimensionează pentru a prelua tot momentul negativ la fel ca o armătură flexibilă.

Dacă se prevede și un scaun, sau când îmbinarea se face prin sudură pe contur, armătura rigidă poate fi considerată continuă și se introduce integral în calculul secțiunii dela reazem a grinzii continue de beton armat.

2. Imbinarea grinzilor principale cu stâlpii se rezolvă cel mai simplu prin trecerea armăturii orizontale a grinzii principale între profilul armăturii verticale a stâlpului (fig. 227). In aceste condiții se păstrează continuitatea ambelor armături. Rezemarea armăturii grinzii principale pe armătura stâlpului se realizează prin plăcuțe de solidarizare și corniere. In acest caz se recomandă ca grinzile secundare să fie astfel așezate, încât să nu intersecteze stâlpii.

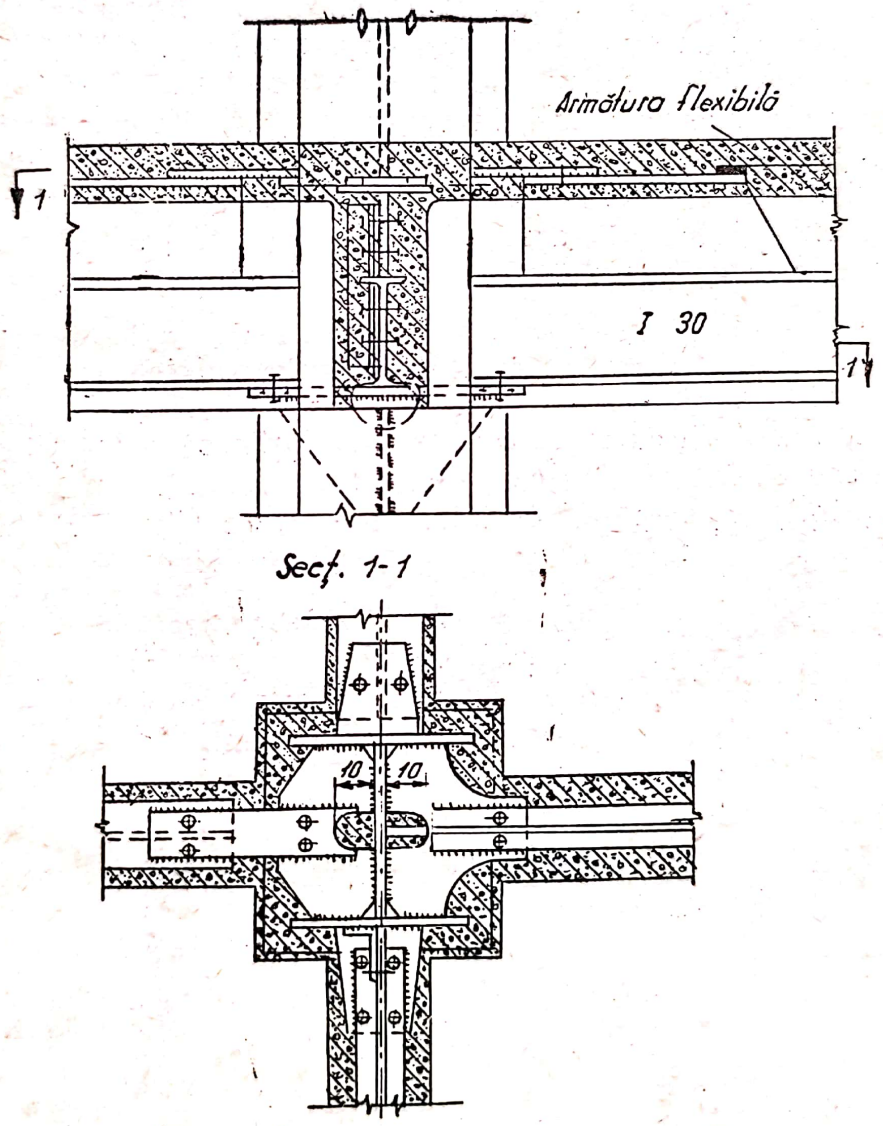


Fig. 228. Nod de caroasă la o clădire înaltă.

Dacă armătura rigidă a grinzilor nu poate fi trecută prin stâlpi fără a fi întreruptă, se întrerupe armătura grinzilor. Imbinarea armături grinzilor cu armătura stâlpilor se poate face folosind corniere verticale, gusee și scaune.

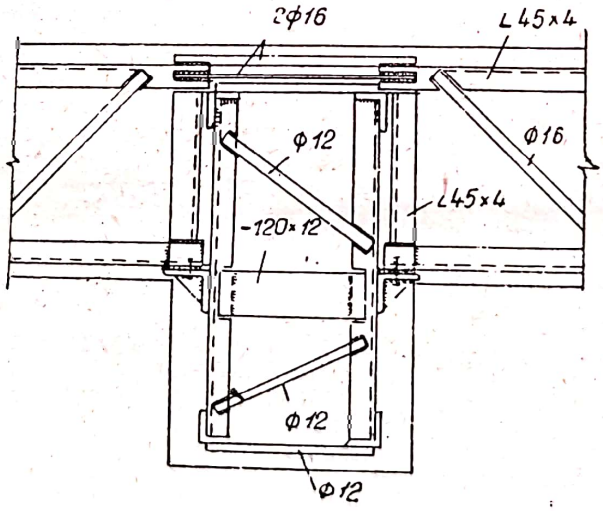
Calculul nodurilor depinde de modul de execuţie al îmbinărilor grinzilor şi se face în mod asemănător cu îmbinările grinzilor secundare cu cele principale.

In cazul îmbinării prin folosirea numai a cornierelor verticale, rigiditatea nodului se realizează prin montarea armăturii flexibile şi calculul la momentul dela reazem se face fără a se ţine seamă de profilul rigid. In cazul secţiunilor puternice, distribuţia armăturii flexibile este îngreuiată şi trebue să se dea preferinţă nodurilor rigide. Dacă la îmbinare există eclise superioare, acestea pot fi luate în considerare la calculul secţiunii dela reazem.

Innădirile armăturii rigide a stâlpilor se realizează cu ajutorul ecliselor, acestea trebuind să fie aşezate mai sus decât intersecţia cu grinzile, pentru a nu se complica construcţia nodului şi a nu îngreuia betonarea. In figura 228 este dat un exemplu de nod de carcasă la o clădire înaltă. Grinzile, aşezate în ambele sensuri, se sudează pe diafragme orizontale; totodată, pentru uşurarea betonării, la acestea din urmă sunt prevăzute găuri şi tăieturi. La reazeme, grinzile sunt întărite cu profile T sudate şi cu armătură flexibilă suplimentară. Existenţa în nod a diafragmelor orizontale simplifică montajul, însă, în acelaş timp, pe de altă parte, deşi se prevăd găuri, betonarea este îngreuiată.

2. Cazul carcaselor portante sudate

In cazul armăturii cu carcase sudate, nodurile se pot realiza deasemenea sudate sau cu buloane. In cazul îmbinării sudate a grinzilor secundare cu grinda principală, executată cu tălpi din corniere (fig. 229), tălpile supe-



Fiig. 229. Imbinarea carcaselor portante ale grinzii principale, în cazul din corniere

rioare ale grinzilor cu zăbrele verticale, dela două deschideri alăturate ale grinzii, se solidarizează între ele prin sudarea barelor rotunde de ambele aripi ale fiecărui cornier; la partea inferioară, cornierele grinzilor se sudează de scaune.

In cazul îmbinării cu buloane, la partea superioară, în locul barelor rotunde se pot prinde cu buloane, eclise din platbande de oțel, iar la partea inferioară, cornierele grinzii se prind deasemenea cu buloane de scaune, sudate la rândul lor de montanții grinzii principale.

In figura 230, *a*, este reprezentată schema îmbinării carcaselor stâlpului și ale grinzii, realizată prin trecerea armăturii grinzii prin stâlp. Carcasa grinzii se așează pe cornierele longitudinale de rezemare, sudate de profile U speciale, care, la rândul lor, sunt sudate de barele de bază ale armăturii stâlpului.

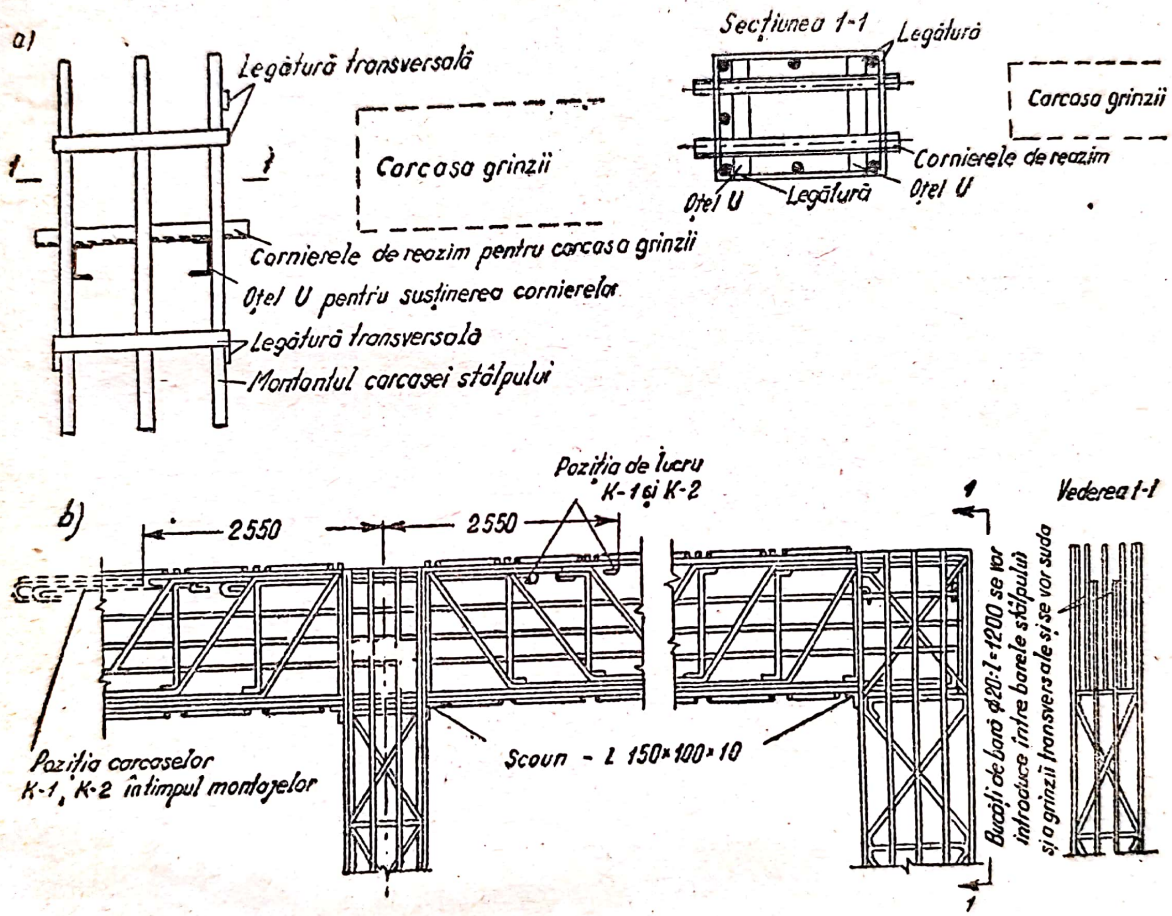


Fig. 230. Imbinarea carcaselor portante ale grinzii (grinzii principale) și ale stâlpului:

a — trecând armătura grinzii prin stâlp și rezemând-o pe corniere longitudinale; b — rezemarea pe scaune din corniere

In figura 230, *b* este reprezentată îmbinarea grinzii (unei estacade) cu stâlpul intermediar și marginal[1]). Armătura grinzii este așezată pe un scaun executat din corniere (prevăzute la stâlpi), și după aceea se sudează. Pentru a se asigura continuitatea grinzii, după sudarea îmbinărilor, se așează deasupra reazemelor o armătură suplimentară, formată din bare separate.

[1]) Industria construcțiilor, Nr. 8/1950.

Imbinarea stâlpului cu fundația se poate executa în două feluri: a) prin sudarea barelor carcasei stâlpului de mustățile armăturii fundației (fig. 231); în cazul acesta, partea inferioară a carcasei stâlpului se termină deobicei printr'un cadru pentru montarea pe fundație; b) carcasa sudată gata confecționată (blocul) se montează în același mod ca montarea unui stâlp de beton armat prefabricat în paharul fundației și se fixează provizoriu cu pene metalice (fig. 232).

In primul caz montarea carcasei se complică, mai ales dacă barele sunt în număr mare, deoarece este necesar ca executarea lucrărilor de sudură să se facă în timpul montajului și astfel se îngreuiază verificarea verticalității stâlpilor. Deaceea trebue preferată metoda a doua.

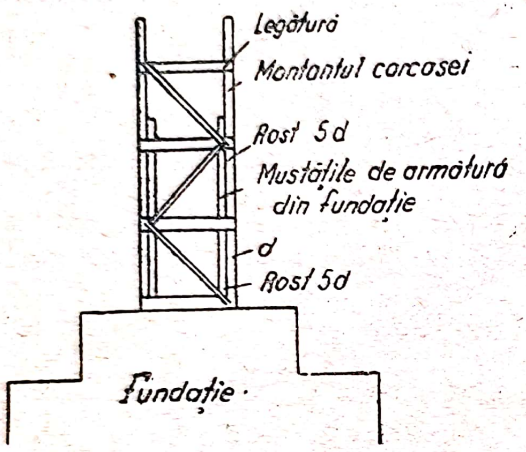


Fig. 231. Imbinarea carcasei portante a stâlpului prin sudare cu mustățile din fundație

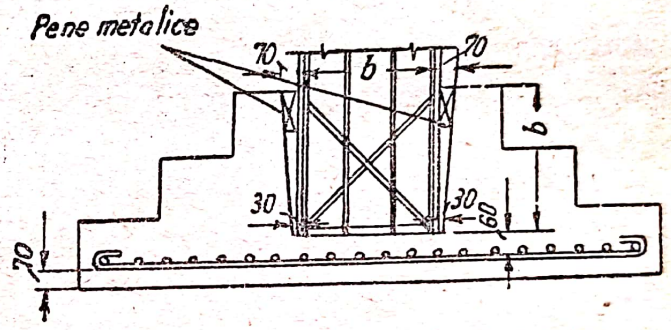


Fig. 232. Introducerea carcasei sudate a stâlpului în paharul fundației

Se recomandă ca diferitele tronsoane ale carcasei stâlpului să fie îmbinate pe verticală, folosindu-se următoarele tipuri de îmbinări[1]):

1. In cazul carcaselor ușoare, îmbinarea cu manșon tubular sau îmbinarea cu eclise (fig. 233, *a* și *b*); în acest din urmă caz, eclisele (din bare rotunde) sunt solidarizate provizoriu cu sârmă răsucită, iar după aceea se sudează printr'o cusătură dublă de montanții carcasei.

2. In cazul carcaselor grele se poate întrebuința îmbinarea cu centuri (fig. 233, *c*), executate din platbande de oțel; solidarizarea provizorie se face cu buloane, care sunt trecute prin cornierele sudate de centură; după aceea, centurile se sudează la colțuri și la mijloc printr'o cusătură discontinuă.

Elementele armate cu carcase portante (ca și cele cu armătură rigidă obișnuită) se betonează în cofraje de lemn sau metalice fixate de armătură. Cofrajele trebue să fie pe cât posibil complet montate pe carcase, înainte de așezarea acestora la locul lor, sau în caz extrem, se prinde de carcase nu-

[1]) Indicații pentru întrebuințarea carcaselor sudate în spațiu la construcții de beton armat. Mașstroiizdat, 1950.

mai fundul cofrajului. La montarea cofrajului, trebue să se observe cu strictețe, respectarea grosimii necesare a straturilor de acoperire de beton. Chingile cofrajelor se așează în așa fel, încât încărcarea din greutatea cofrajului și a betonului să fie transmisă carcasei prin noduri în punctele de sudură.

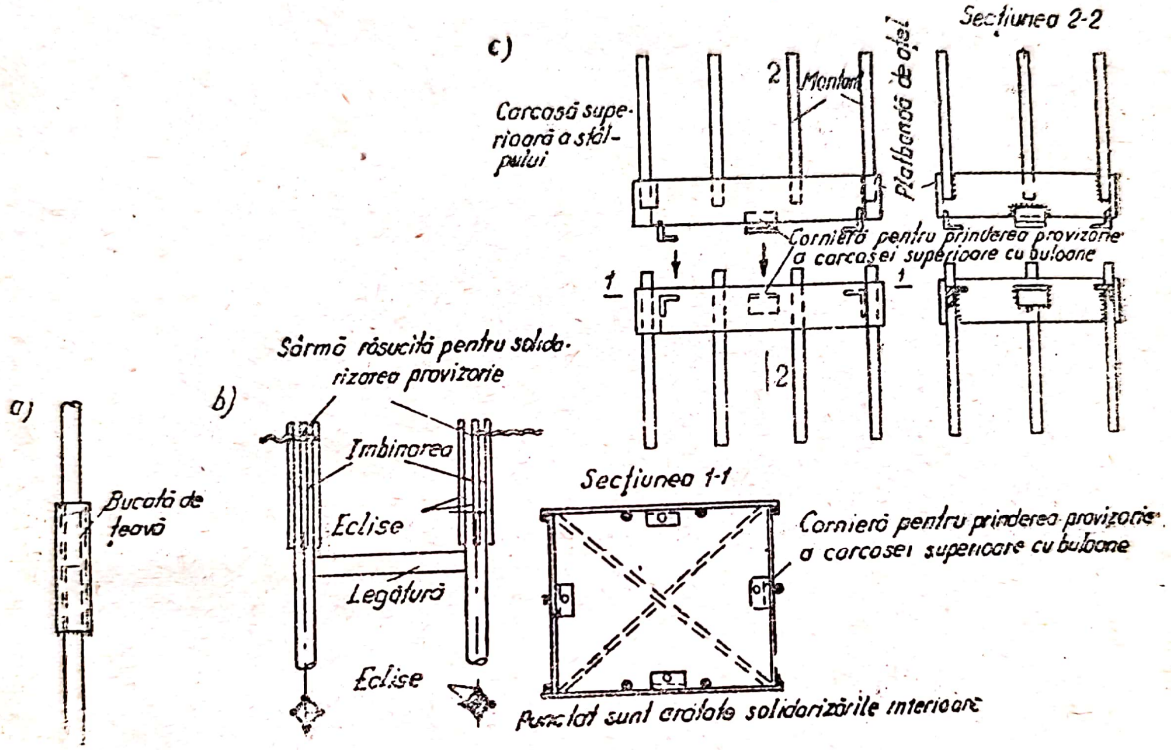


Fig. 233. Îmbinarea carcasei stâlpului:
a — îmbinarea barelor cu ajutorul unui manșon tubular; b — îmbinarea cu eclise; c — îmbinarea cu centuri (platbande de oțel).

Blocurile „de armătură și cofraje" pregătite în acest fel sunt așezate pe locul lor cu macaraua.

Decofrarea unor astfel de elemente de construcție se poate face atunci când betonul atinge 25% din rezistența prevăzută în proiect.

TABLA DE MATERII

Prefața 5
Simboluri convenționale de bază 9
1. Simboluri generale 9
2. Simboluri suplimentare pentru construcțiile cu armătură rigidă 11

Parte introductivă

1. Alcătuirea betonului armat 13
2. Scurt istoric al desvoltării construcțiilor de beton armat 14
3. Domeniile actuale de întrebuințare a betonului armat. Betonul armat monolitic și betonul armat prefabricat 30
4. Avantajele și desavantajele construcțiilor de beton armat 32

PARTEA I

Elementele construcțiilor de beton armat

Cap. I. **Materiale folosite pentru betonul armat. Proprietățile de bază fizico-mecanice ale betonului, oțelului și ale betonului armat.**

§ 1. Betonul 37
1. Generalități 37
2. Marca betonului 40
3. Rezistența betonului la compresiune 41
4. Rezistența betonului la întindere 44
5. Rezistența betonului la forfecare pură și forfecare obișnuită 45
6. Rezistența betonului la încovoiere 48
7. Deformarea betonului sub sarcină. Deformațiile limită 49
8. Modulul de elasticitate al betonului 51
9. Contracția betonului 53
10. Curgerea lentă a betonului 55
§ 2. Armătura 59
1. Destinația armăturii 59
2. Proprietățile mecanice ale oțelului. Fenomenul de întărire 61
3. Felurile armăturilor flexibile (ale oțelului beton) 63
4. Ciocuri, bare ridicate, înnădiri 70
5. Armătura rigidă 73
§ 3. Conlucrarea betonului cu armătura 73
1. Aderența dintre armătură și beton 73
2. Contracția betonului în elemente de beton armat 75
3. Curgerea lentă a betonului 78
§ 4. Coroziunea betonului armat și măsurile de protecție 79

Scanned with OKEN Scanner

Cap. II. Bazele calculului elementelor de beton armat prin metoda rezistenţelor admisibile.

§ 5. Principii fundamentale de calcul 83
1. Consideraţii generale 83
2. Stadiile de solicitare (la încovoiere) 83
3. Ipoteza secţiunilor plane şi diagrama de calcul a eforturilor unitare . . . 84
4. Raportul $n = E_a/E_b$ 85
5. Secţiunea ideală. Rezistenţe admisibile 86
§ 6. Formule generale pentru caluculul elementelor de beton armat 88
1. Elementele care lucrează la încovoiere 88
2. Elemente comprimate centric 90
3. Elemente comprimate excentric şi întinse excentric 91
§ 7. Desavantajele metodei de calcul pe baza rezistenţelor admisibile 93

Cap. III. Bazele calculului elementelor de beton armat în funcţie de stadiul de rupere şi de „stările limită".

§ 8. Bazele calculului în funcţie de stadiul de rupere 95
1. Scurtă notă istorică 95
2. Principiile fundamentale de calcul 96
3. Coeficientul general de siguranţă la rezistenţă 97
4. Rezistenţa de rupere a betoanelor şi limita de curgere a armăturii . . . 99
5. Avantajele metodei de calcul în funcţie de stadiul de rupere 99
§ 9. Principiile de bază ale calculului în funcţie de stările limită (conform proiectului de „Codex al Dispoziţiior Oficiale") 101
1. Cele trei stări limită 101
2. Particularităţile stabilirii capacităţii portante a elementelor de construcţie . 102
3. Caracteristicile normate şi de calcul ale materialelor 103

Cap. IV. Elemente supuse la încovoiere.

§ 10. Noţiuni introductive despre alcătuirea şi calculul plăcilor şi al grinzilor . . 107
1. Consideraţii generale 107
2. Plăci armate într'un sens 107
3. Grinzi 110
4. Calculul plăcilor şi al grinzilor 113
§ 11. Calculul de rezistenţă al elementelor supuse la încovoiere, având o secţiune oarecare, însă simetrică (în funcţie de stadiul de rupere) 115
1. Elemente simplu armate 115
2. Elemente dublu armate 117
§ 12. Calculul de rezistenţă al elementelor cu secţiune dreptunghiulară (în funcţie de stadiul de rupere) 119

A. ELEMENTE SIMPLU ARMATE

1. Formulele fundamentale de calcul şi condiţiile de aplicabilitate a lor . . 119
2. Calculul secţiunilor 122
3. Verificarea rezistenţei elementelor 128
4. Exemple de calcul 128

B. ELEMENTE DUBLU ARMATE

5. Formulele fundamentale de calcul 130
6. Calculul secţiunilor 131
7. Verificarea rezistenţei elementului 133
8. Exemple de calcul 133
§ 13. Calculul la rezistenţă al elementelor cu secţiune T (la stadiul de rupere) . . 135
1. Noţiuni introductive. Principiul constructiv al plăcilor cu nervuri 135
2. Formule fundamentale de calcul 137
3. Calculul secţiunilor 140
4. Verificarea rezistenţei elementului 143
5. Exemple de calcul 143

Scanned with OKEN Scanner

§ 14. Calculul rezistenței elementelor supuse la încovoiere conform proiectului de „Codex al Dispozițiilor Oficiale" 145
1. Elemente cu o secțiune simetrică oarecare 145
2. Elemente cu secțiunea dreptunghiulară 145
3. Elemente cu secțiune T 146
§ 15. Calculul elementelor supuse la încovoiere la apariția fisurilor (în conformitate cu prescripțiile N și TU—3—49) 148
1. Noțiuni generale 148
2. Calculul în funcție de starea limită 149
3. Calculul în funcție de stadiul elastic 152

Cap. V. **Calculul armăturii transversale la elementele supuse la încovoiere (calculul la alunecare).**

§ 16. Calculul la „alunecare" după vechea metodă 155
1. Eforturile unitare principale de întindere 155
2. Eforturi unitare principale 160
3. Calculul barelor ridicate și al etrierilor. Luarea în considerare a armăturii longitudinale 162
§ 17. Calculul armăturii transversale după stadiul de rupere (calculul după secțiunile înclinate) 174
1. Cele două condiții de rezistență după secțiunile înclinate 174
2. Calculul la forța tăietoare 176
3. Verificarea rezistenței la încovoiere după secțiunile înclinate 184

Cap. VI. **Planșee.**

§ 18. Tipuri de planșee 190
§ 19. Planșee cu grinzi pe o direcție 191
1. Elementele componente ale planșeului 191
2. Alcătuirea plăcilor continue, armate cu bare separate 194
3. Alcătuirea grinzilor continue — secundare și principale — armate cu bare separate 196
§ 20. Alcătuirea planșeelor cu grinzi în cazul întrebuințării plaselor și carcaselor sudate 203
§ 21. Calculul planșeelor cu grinzi principale și secundare 208
1. Determinarea momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare 208
2. Modul de conducere al calculului planșeelor în grinzi 213
3. Exemplul 14. Proiectarea unui planșeu cu nervuri, armat cu bare separate . 217
4. Exemplul 15. Proiectarea unui planșeu cu grinzi principale și secundare armat cu plase și carcase sudate 227
§ 22. Planșee cu grinzi, cu plăcile rezemate pe contur (chesonate) 234
1. Rezultatele cercetărilor experimentale 234
2. Calculul plăcilor rezemate pe contur 236
3. Alcătuirea plăcilor rezemate pe contur 243
4. Calculul grinzilor în cazul plăcilor rezemate pe contur 246
5. Planșee chesonate propriu zise (cu rețele de grinzi) 252
§ 23. Planșee cu nervuri dese 254
1. Noțiuni generale 254
2. Planșee cu nervuri dese cu tavan aplicat 256
3. Planșee cu nervuri dese, cu corpuri de umplutură 256
4. Planșee chesonate cu blocuri ușoare 258
5. Caracteristicile calculului planșeelor cu nervuri dese 259
6. Comparație tehnico-economică între planșeele cu nervuri dese și planșeele obișnuite cu nervuri 260
§ 24. Planșee fără grinzi („Planșee ciuperci") 262
1. Caracteristicile planșeelor fără grinzi 262
2. Soluții constructive de planșee ciuperci 264
4. Calculul planșeelor ciuperci 268
§ 25. Alegerea modului de alcătuire al planșeului pe baza considerentelor tehnice, economice și o altor considerente 277

Cap. VII. **Elemente comprimate şi întinse axial.**

§ 26. Tipuri de stâlpi 281
§ 27. Stâlpi cu armătură longitudinală elastică şi cu etrieri 281
1. Rezultatele încercărilor 281
2. Alcătuirea stâlpilor 282
3. Calculul stâlpilor (după stadiul de rupere) 285
4. Calculul la flambaj 288
§ 28. Stâlpi fretaţi 290
1. Rezultatele încercărilor 290
2. Alcătuirea stâlpilor 292
3. Calculul stâlpilor (după stadiul de rupere) 294
4. Calculul la flambaj 297
§ 29. Calculul elementelor comprimate centric conform proiectului de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale“ 299
§ 30. Elemente întinse centric 300
1. Consideraţii generale 300
2. Calculul elementelor, la care se admit fisuri capilare 300
3. Calculul elementelor, la care fisurile capilare nu sunt admise 301
4. Calculul elementelor supuse la întindere axială conform proiectului de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale“ 303

Cap. VIII. **Elemente comprimate excentric şi întinse excentric.**

§ 31. Alcătuirea stâlpilor comprimaţi excentric 307
§ 32. Rezultatele cercetărilor experimentale ale Institutului ŢNIPS 310
§ 33. Calculul elementelor cu o secţiune oarecare simetrică 312
§ 34. Calculul elementelor cu secţiune dreptunghiulară 316
1. Formulele de calcul 316
2. Calculul secţiunilor 318
3. Verificarea rezistenţii secţiunii (Determinarea încărcării de rupere) . . . 323
4. Compresiune excentrică oblică 324
§ 35. Calculul de flambaj al elementelor comprimate excentric 325
§ 36. Calculul armăturii transversale (verificare la alunecare) 332
§ 37. Calculul elementelor cu secţiune T 332
1. Formulele de bază pentru calcul 332
2. Calculul secţiunilor 334
3. Verificarea rezistenţei secţiunilor 336
4. Indicaţiile Instrucţiunilor (I—123—49) 336
§ 38. Calculul elementelor cu secţiune inelară şi cu secţiune circulară 338
1. Secţiune inelară 338
2. Secţiune circulară 341
§ 39. Calculul elementelor întinse excentric 341
1. Elemente cu o secţiune simetrică oarecare 342
2. Elemente cu secţiune dreptunghiulară 343
§ 40. Calculul elementelor comprimate excentric şi întinse excentric conform proiectului de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale“ 346

A. ELEMENTE COMPRIMATE EXCENTRIC

1. Elemente cu o secţiune simetrică oarecare 346
2. Elemente cu secţiune dreptunghiulară 346

B. ELEMENTE INTINSE EXCENTRIC

3. Elemente cu o secţiune simetrică oarecare 347
4. Elemente cu secţiune dreptunghiulară 347

Cap. IX. **Elemente solicitate la torsiune şi la încovoiere cu torsiune**

§ 41. Consideraţii generale şi rezultatele cercetărilor experimentale 348
§ 42. Calculul la torsiune al elementelor cu secţiunea dreptunghiulară şi armarea lor 349
1. Determinarea eforturilor unitare principale în cazul torsiunii 349
2. Calculul secţiunii armăturii 350

Scanned with OKEN Scanner

Cap. X. **Calculul rigidităţii (deformaţiilor) elementelor şi al deschiderilor fisurilor după teoria profesorului V. I. Murașev.**

§ 43. Noţiuni preliminare 354
§ 44. Calculul deschiderii fisurilor 359
1. Distanţa dintre fisuri 359
2. Lăţimea deschiderii fisurilor 362
§ 45. Calculul rigidităţii 365

Cap. XI. **Betonul armat cu armătură rigidă.**

§ 46. Noţiuni generale 373
§ 47. Stâlpii comprimaţi centric 376
1. Cercetările experimentale şi alcătuirea stâlpilor 376
2. Calculul stâlpilor cu armătură rigidă şi cu armătură combinată 379
§ 48. Grinzi 380
1. Rezultatele încercărilor 380
2. Alcătuirea grinzilor 380
3. Calculul grinzilor în stadiul de rupere 384
4. Calculul grinzilor la forţele tăietoare 387
§ 49. Planşee 389
1. Alcătuirea planşeelor 389
2. Calculul planşeelor 391
§ 50. Elemente comprimate excentric 391
1. Rezultatele încercărilor 391
2. Calculul elementelor comprimate excentric 391
§ 51. Calculul elementelor cu armătura rigidă după proiectul de „Codex al Dispoziţiilor Oficiale“ 395
§ 52. Imbinări la noduri 397
1. In cazul armăturii alcătuite din profile fasonate 397
2. Cazul carcaselor portante sudate[1]) 409

[1]) Bibliografia se va da în vol. II. (N. R.).

ERATA

Pag.	Rândul	In loc de:	Se va citi:	Din vina:
9	18 sus	F_n'	F_a	Editurii
43	16 jos	29 zile	28 zile	Editurii
46	8 sus	$\sigma_l = a^2\sigma_b$	$b^2 \cdot \sigma = a^2 \cdot \sigma_b$	Tipografiei
51	13 sus	$\varepsilon_l = 0{,}000—0{,}00015$	$\varepsilon_t = 0{,}0001 — 0{,}00015$	Tipografiei
53	18 jos	construcției	contracției	Tipografiei
62	6 jos	$E_a = 2{,}1 \cdot 10^{-6}$ kg/cm²	$E_a = 2{,}1 \cdot 10^{6}$ kg/cm²	Editurii
75	Fig. 50	σ_{st}	τ_{ad}	Editurii
100	Tab. 8 col. 3 din dreapta	250	260	Editurii
104	8 de jos	se șterge fiind repetare		Tipografiei
123	4 de jos	A_0bhR_i	$A_0bh_0^2R_i$	Tipografiei
123	10 de jos	2800 kg/cm²	2850 kg/cm²	Editurii
134	13 jos	2 ∅	2 ○ 16	Tipografiei
135	16 jos	4 ○	4 ○ 24	Editurii
136 138	fig. 78, 79, 80	b_n	b_p	Editurii
138	15 jos	$b_ph_pR \geqslant F_a\sigma$	$b_ph_pR_i \geqslant F_a\sigma_a$	Tipografiei
140	fig. 81	KM_{sv}	KM_{cp}	Editurii
141	7 sus	$A = \dfrac{KM}{b_ph_0^2} M_p$	$A = \dfrac{KM}{b_ph_0^2}$	Editurii
189	Formulele (126) și (128) (129)	R_n	$\overline{R}_i$	Editurii
223	14 sus	$M = \quad (g+p)\, l^2$	$M = \beta\,(g+p)\, l^2$	Tipografiei
237	formula 166	$l_1^1\ l_2^2$	$l_1^2\ l_2^2$	Tipografiei
238	formula 171	$2ql_2^2$	ql_2^2	Tipografiei
238	13 jos	$M_2 = -\dfrac{1}{12} q_1l_1^2$	$M_1 = -\dfrac{1}{12} q_1l_1^2$	Tipografiei
239	9 sus	$q' = g + - p$	$q' = g + \dfrac{1}{2} p$	Tipografiei
247	formula (180)	l_2	l^2	Editurii
248	8 de jos	$\overline{F}_{aI}\ \overline{F}_{aII} =$	$\overline{F}_{aII} =$	Tipografiei
253	1 jos	$q\, l_1^2$	$q_1l_1^2$	Editurii
254	formula 183	$\left(\dfrac{l_1}{\lambda}\right)^4$	$\left(\dfrac{x}{l_1}\right)^4$	Tipografiei
297	16 jos	$\dfrac{R'pr}{k}$	$\dfrac{R_i'}{k}$	Editurii

Scanned with OKEN Scanner

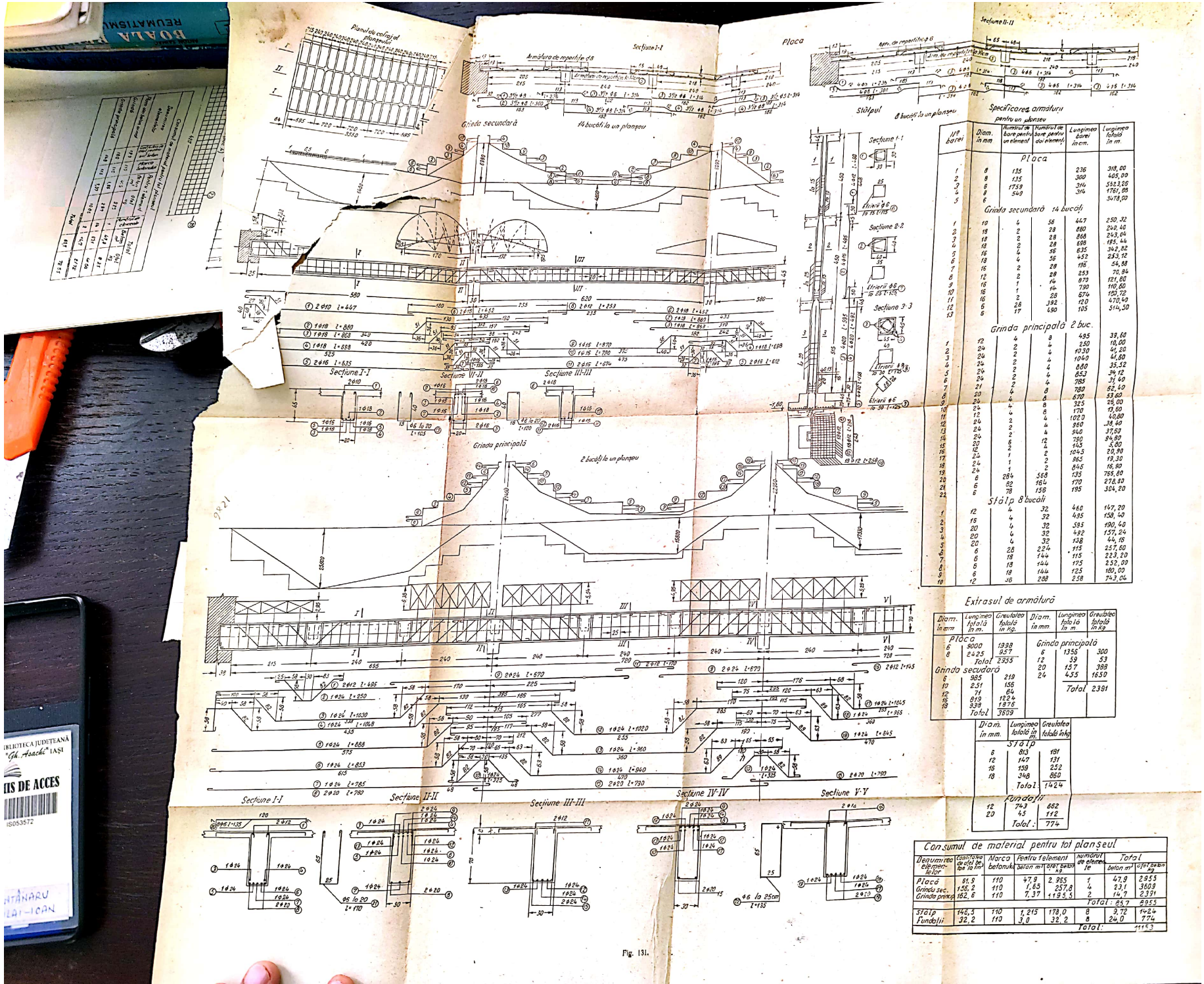
Pag.	Rândul	Se va citi:	In loc de:	Din vina:
299	8 sus	se ia: $d_f = 10$ mm ($f_f = 0{,}79$ cm²)	Se ia pasul spiralei $s = 5$ cm; atunci	Editurii
307	9 sus	h_i	b_i	Editurii
326	4 jos	R_i	R_u	Editurii
356	11 jos	$\to 0$	$\varepsilon_y \to 0$	Tipografiei
358	15 jos	$W_c = \quad x$	$W_c = \dfrac{I}{x}$	Tipografiei
371	5 jos	$\psi(1 - \quad) = \lambda \dfrac{1}{3}$	$\psi(1 - \lambda) = \dfrac{1}{3}$	Tipografiei
319	formula (234)	UM_1	KM_1	Editurii

Responsabil de carte: ing. D. Constantinescu
Tehnoredactor: N. Pantazianu
Corector: ing. D. Constantinescu

Dat la cules 10. VIII. 53, Bun de tipar 28. XII. 53, Tiraj 3500+100. Hârtie semivelină satinată 65 g/m² 70×100/16, Coli editoriale 32,18, Coli de tipar 25,75, A. 02801, Indicele de clasificare pentru bibliotecile mari 624.012.4, Indicele de clasificare pentru bibliotecile mici 624.

Tiparul executat la Intreprinderea Poligrafică Oradea, Str. Moscovei Nr. 5-6-8. — R.P.R.

Scanned with OKEN Scanner



Scanned with OKEN Scanner

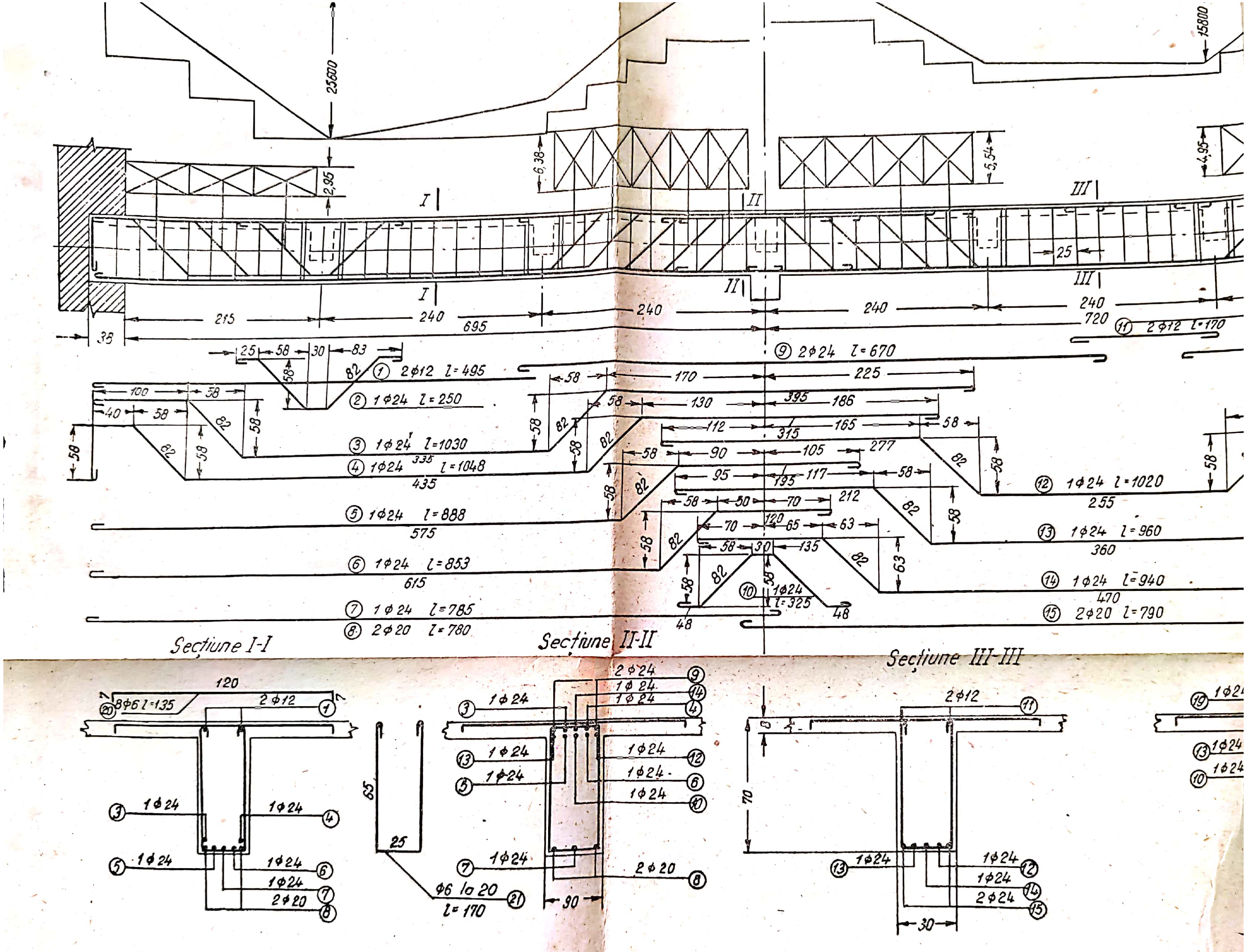
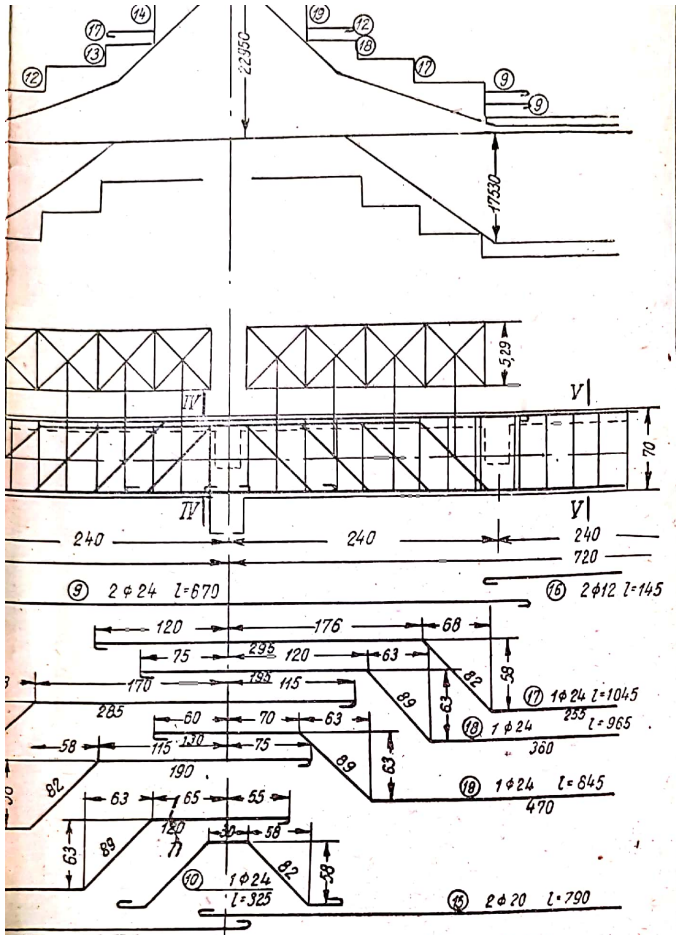
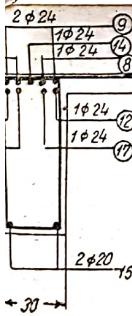

25600
15800
Secțiune I-I
Secțiune II-II
Secțiune III-III
① 2φ12 l=495
② 1φ24 l=250
③ 1φ24 l=1030
④ 1φ24 l=1048
⑤ 1φ24 l=888
⑥ 1φ24 l=853
⑦ 1φ24 l=785
⑧ 2φ20 l=780
⑨ 2φ24 l=670
⑩ 1φ24 l=325
⑪ 2φ12 l=170
⑫ 1φ24 l=1020
⑬ 1φ24 l=960
⑭ 1φ24 l=940
⑮ 2φ20 l=790
⑳ 8φ6 l=135
φ6 la 20 l=170 ㉑

Fig. 131.

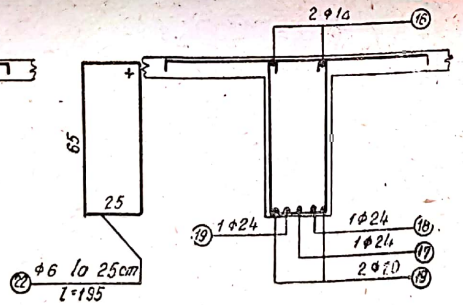
Scanned with OKEN Scanner



Sectiune IV-IV



Sectiune V-V



19	24	284	568	135	766,80
20	6	82	164	170	278,80
21	6	78	156	195	304,20
22					
	Stâlp 8 bucăți				
	12	4	32	460	147,20
1	16	4	32	495	158,40
2	20	4	32	595	190,40
3	20	4	32	492	157,24
4	20	4	32	138	44,16
5	6	28	224	115	257,60
6	6	18	144	115	223,20
7	6	18	144	175	252,00
8	6	18	144	125	180,00
9	6	36	288	258	743,04
10	12				

Extrasul de armătură

Diam. în mm	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg.
Placa		
6	9000	1998
8	2425	957
Total		2955
Grinda secundară		
6	985	219
10	251	156
12	71	64
16	819	1224
18	938	1876
Total		3609

Diam. în mm.	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg.
Grinda principală		
6	1356	300
12	59	53
20	157	388
24	455	1650
Total		2391

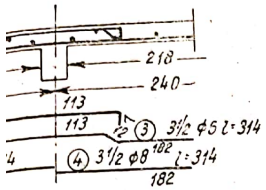
Diam. în mm.	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg.
Stâlp		
6	813	181
12	147	131
16	159	252
18	348	860
Total:		1424
Fundații		
12	743	662
20	45	112
Total:		774

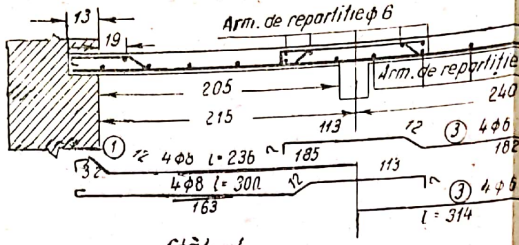
Consumul de material pentru tot planșeul

Denumirea elementelor	Cantitatea de oțel beton la m³	Marca betonului	Pentru 1 element		Numărul de elemente	Total	
			beton m³	oțel beton kg.		beton m³	oțel beton kg
Placă	61,9	110	47,9	2.965	1	47,9	2955
Grinda sec.	156,2	110	1,65	257,8	4	23,1	3609
Grinda princip	162,6	110	7,37	1195,5	2	14,7	2391
					Total:	85,7	8955
Stâlp	146,5	110	1,215	178,0	8	9,72	1424
Fundații	32,2	110	3,0	32,2	8	24,0	774
					Total:		11153

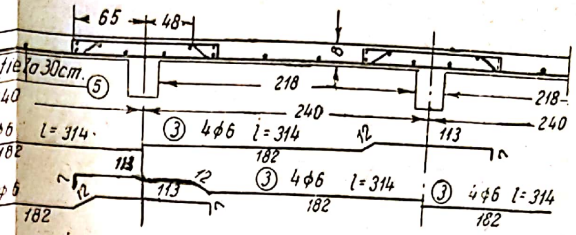
Scanned with OKEN Scanner

Placa



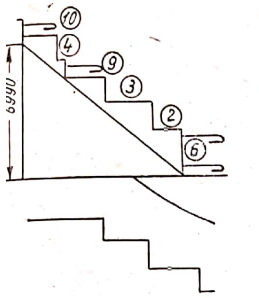


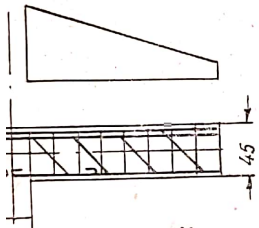
Secțiune II-II

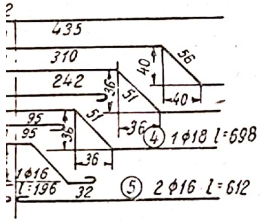


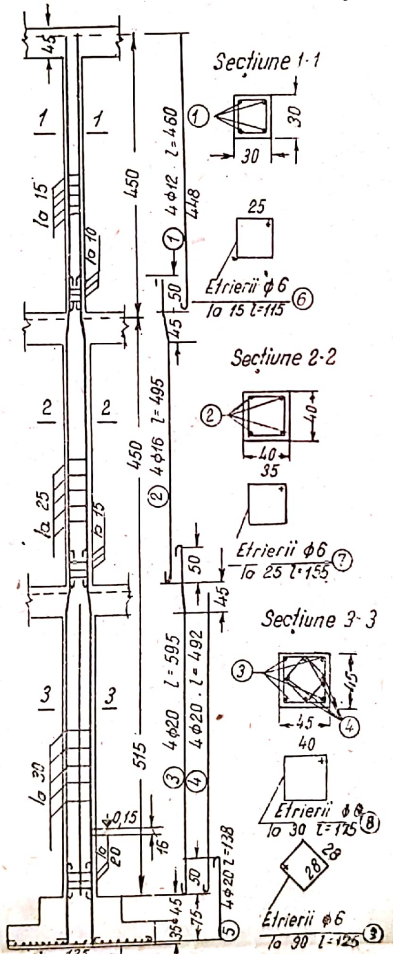
Stâlpul

8 bucăți la un planșeu









Specificarea armăturii

pentru un planșeu

Nr. barei	Diam. în mm.	Numărul de bare pentru un element	Numărul de bare pentru doi elemenți	Lungimea barei în cm.	Lungimea totală în m.
		Placa			
1	8	135		236	318,00
2	8	135		300	405,00
3	6	1759		314	5523,26
4	8	549		314	1761,88
5	6				3478,00
		Grinda secundară 14 bucăți			
1	10	4	56	447	250,32
2	18	2	28	880	240,40
3	18	2	28	868	243,04
4	18	2	28	698	195,44
5	16	4	56	635	342,82
6	18	4	56	452	253,12
7	16	2	28	196	54,88
8	12	2	28	253	70,84
9	16	1	14	870	121,80
10	16	1	14	790	110,60
11	16	2	28	674	180,72
12	6	28	392	120	470,40
13	6	17	490	105	514,50
		Grinda principală 2 buc.			
1	12	4	8	495	39,60
2	24	2	4	250	10,00
3	24	2	4	1030	41,20
4	24	2	4	1040	41,60
5	24	2	4	880	35,52
6	24	2	4	853	34,12
7	21	2	4	785	31,40
8	20	4	8	780	62,40
9	24	4	8	670	53,60
10	24	4	8	325	26,00
11	12	4	8	170	13,60
12	24	2	4	1020	40,80
13	24	2	4	960	38,40
14	24	2	4	940	37,60
15	20	6	12	790	94,80
16	12	2	4	145	5,80
17	24	4	2	1045	20,90

Placa
Secțiune I-I
Armătura de repartiție ϕ6
Armătura de repartiție la 33cm
Armătura de repartiție ϕ6
Armătura de repartiție la 33cm
Grinda secundară
14 bucăți la un planșeu
Stâlpul
8 bucăți la un planșeu
Secțiune II-II
Secțiune III-III
Secțiune 1-1
Secțiune 2-2
Secțiune 3-3
Etrieri ϕ6
Etrieri ϕ6
Etrieri ϕ6
Etrieri ϕ6
Nr bare

Planul de cofraj al planșeului
Armătura de repartiție ϕ6
Secțiune I-I
Grinda secundară
14 bucăți la un planșeu
Secțiune I-I
Secțiune II-II
Secțiune III-III

Secțiune 1-1

Secțiune 2-2

Secțiune 3-3

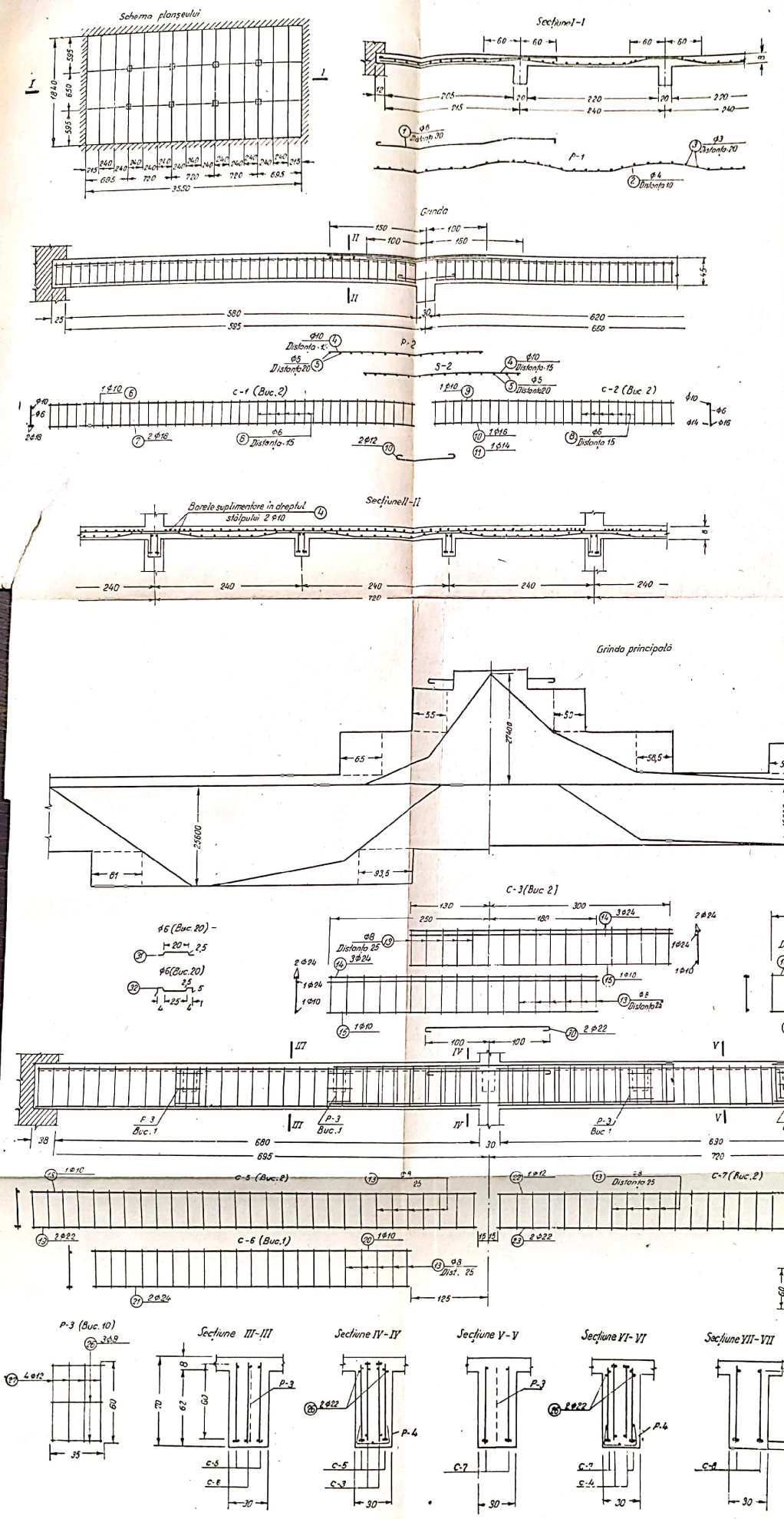
Secțiune II-II

Secțiune III-III

Grinda principală

2 bucăți la un planșeu

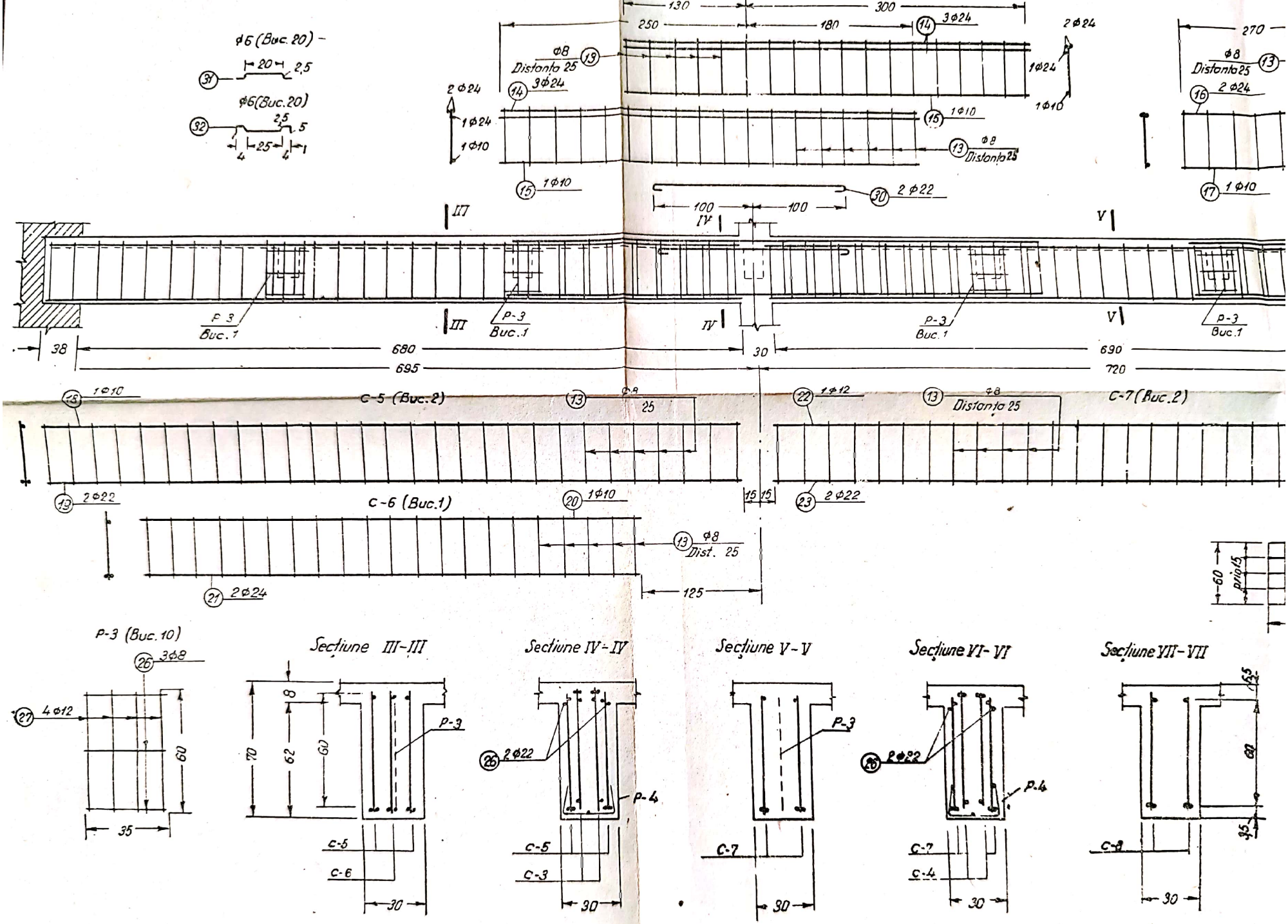
Nr. bare



Specificarea armăturii pentru 1 element							Extrasul pentru 1 element		
Denumirea elementului	Marca elementului	Nr. poz.	φ	l in cm	n buc.	l n in m	φ	Σ l n	Q kg
Placă din beton armat buc. 1	Bare suplimentare	1	6	284	110	312	6	317	70
	P-1	2	4	—	—	6800	4	6800	573
		3	3	—	—	3300	3	3300	182
								Total	925
Grindă buc. 14	P-2	4	10	—	—	160	19	48,3	97
		5	5	—	—	120	18	12,4	20
	C-1 buc. 4	6	10	603	4	24,1	14	12,4	15
		7	19	603	8	48,3	12	4,8	4
		8	6	41	164	67,2	13	196,5	121
	C-2 buc. 2	8	6	41	62	33,6	6	100,8	22
		9	10	620	2	12,4	5	120,0	19
		10	16	620	2	12,4			
		11	14	620	2	12,4		Total	297
	Barele de înădire	12	12	120	4	4,8			
Grinda principală buc. 2	C-3 buc. 4	13	8	66	72	47,5	24	119,0	422
		14	24	430	12	51,6	22	144,4	431
		15	10	430	4	17,2	12	51,6	46
	C-4 buc. 4	13	8	66	68	44,8	10	86,4	54
		16	24	410	8	32,8	8	317,8	125
		17	10	410	4	16,4	6	17,6	4
	C-5 buc. 4	13	8	66	116	76,5	4	38,4	4
		18	10	716	4	28,6			
		19	22	716	8	[illegible]			
	C-6 buc. 2	13	8	66	42	27,7		Total	1085
		20	10	520	2	10,4			
		21	24	520	4	20,8			
	C-7 buc. 4	13	8	66	112	73,9			
		22	12	690	4	27,6			
		23	22	690	8	55,2			
	C-8 buc. 2	13	8	66	56	36,9			
		24	10	690	2	13,8			
		23	22	690	2	[illegible]			
		25	24	690	2	13,8			
	P-3 buc. 10	26	8	35	30	10,5			
		27	12	60	40	24,0			
	P-4 buc. 4	28	4	420	5	21,0			
		29	4	60	29	17,4			
	Bare suplimentare buc. 8	30	22	228	8	18,2			
	Sabloane	31	6	33	20	6,6			
		32	6	55	20	71,0			

Consumul de material pentru tot planşeul							
Denumirea elementelor	Cuvântul de otel pentru un beton	Marca betonului	Pentru 1 element		Numărul de elemente	Total	
			Beton m³	Otel kg		Beton m³	Otel kg
Placa din beton armat	19,3	110	[illegible]	925	1	47,9	925
Grindă	180	110	1,66	297	14	231	4158
Grinda principală	148	110	7,37	1085	2	14,7	2172
					Total	85,7	7255

Fig. 132.



Φ6 (Buc. 20)
Φ8 Distanta 25
3Φ24
2Φ24
1Φ24
1Φ10
2Φ22
P-3 Buc. 1
C-5 (Buc. 2)
C-7 (Buc. 2)
C-6 (Buc. 1)
Φ8 Dist. 25
P-3 (Buc. 10)
4Φ12
Sectiune III-III
Sectiune IV-IV
Sectiune V-V
Sectiune VI-VI
Sectiune VII-VII
P-3
P-4
C-5
C-6
C-3
C-7
C-4
C-8

Fig. 132.

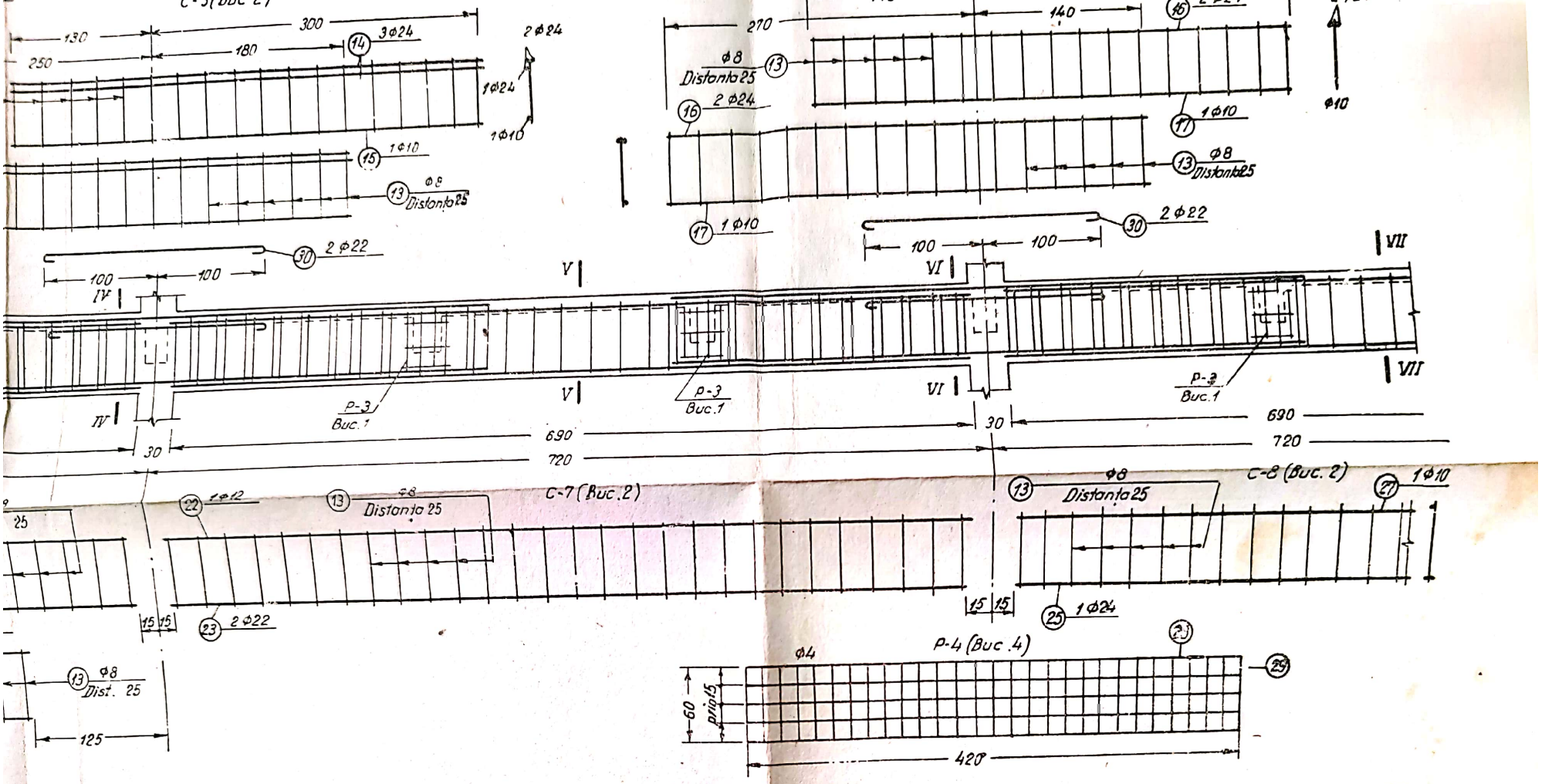
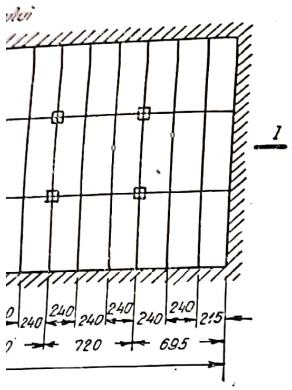


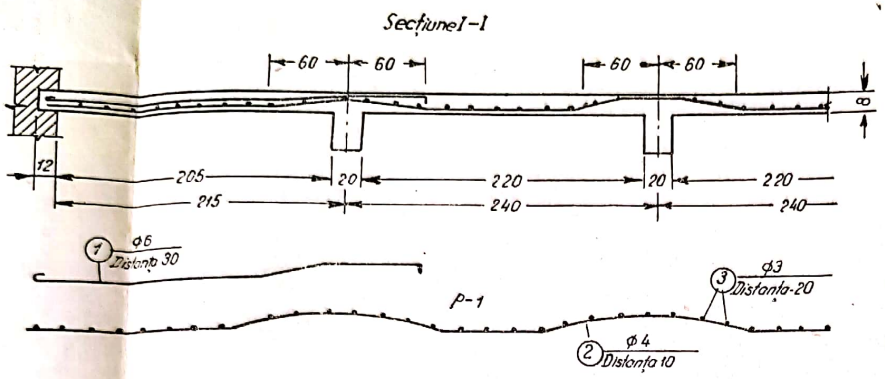
Fig. 132.

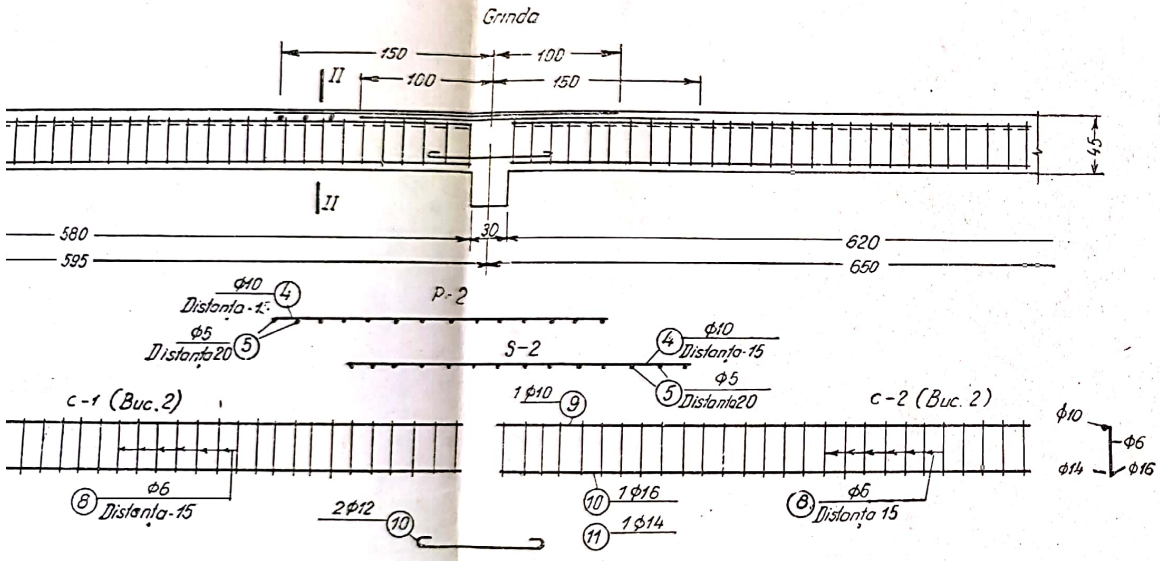
Consumul de material pentru tot planseul

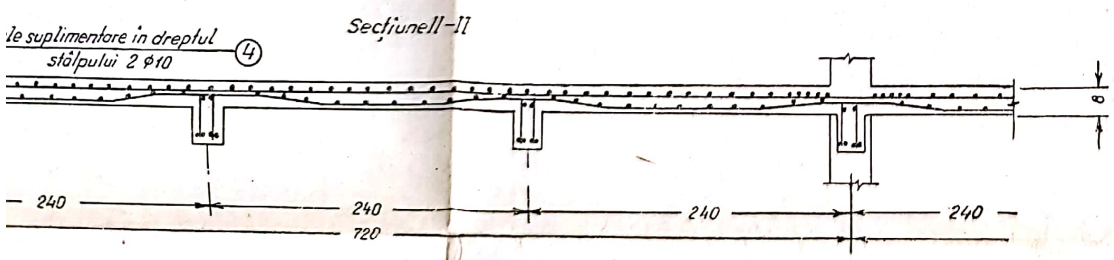
Denumirea elementelor	Consumul de oțel pentru 1 m³ beton	Marca betonului	Pentru 1 element: Beton m³	Pentru 1 element: Oțel kg	Numărul de elemente	Total: Beton m³	Total: Oțel kg
Placa din beton armat	19,3	110	4,9	9,25	1	4,79	9,25
Grindă	180	110	1,05	2,97	14	2,91	41,58
Grinda principală	148	110	1,37	10,86	2	14,7	21,72
				Total		8,97	72,55

Scanned with OKEN Scanner







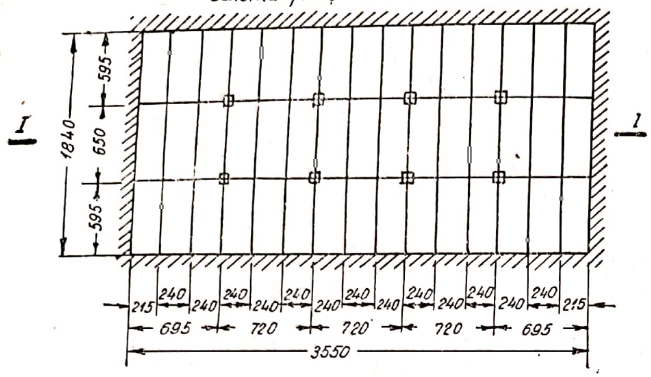


Grinda principală

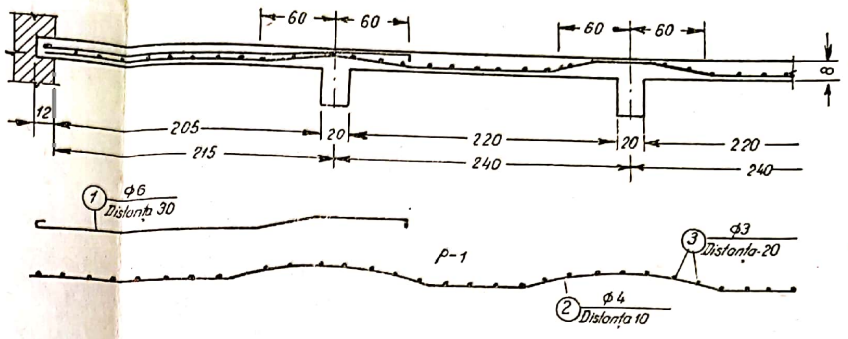
Specificarea armăturii pentru 1 element							Extrasul pentru 1 element		
Denumirea elementului	Marca elementului sudat	Nr. poz.	Φ	l în cm	n buc.	Ln în m	Φ	Σln	Q kg
Placă din beton armat buc 1	Bare suplimentare	1	6	284	110	312	6	317	70
	P-1	2	4	—	—	6800	4	6800	673
		3	3	—	—	3300	3	3300	182
								Total	925
Grindă buc.14	P-2	4	10	—	—	160	18	48,3	97
		5	5	—	—	120	16	12,4	20
	C-1 buc.4	6	10	603	4	24,1	14	12,4	15
		7	18	603	8	48,3	12	4,8	4
		8	6	41	164	67,2	10	196,5	121
	C-2 buc.2	8	6	41	82	33,5	6	100,8	22
		9	10	620	2	12,4	5	120,0	18
		10	16	620	2	12,4			
		11	14	620	2	12,4		Total	297
	Barele de înădire	12	12	120	4	4,8			
Grindă principală buc.2	C-3 buc.4	13	8	66	72	47,5	24	119,0	422
		14	24	430	12	51,6	22	144,4	431
		15	10	430	4	17,2	12	51,6	46
	C-4 buc 4	13	8	66	68	44,8	10	86,4	54
		15	24	410	8	32,8	8	317,8	125
		17	10	410	4	16,4	6	17,6	4
	C-5 buc.4	13	8	66	116	76,5	4	38,4	4
		18	10	716	4	28,6			
		19	22	716	8	57,2			
	C-6 buc.2	13	8	66	42	27,7		Total	1085
		20	10	520	2	10,4			
		21	24	520	4	20,8			
	C-7 buc.4	13	8	66	112	73,9			
		22	12	690	4	27,6			
		23	22	690	8	55,2			
	C-8 buc.2	13	8	66	56	36,9			
		24	10	690	2	13,8			
		23	22	690	2	[illegible]			
		25	24	690	2	33,2			
	p-3 buc 10	26	8	35	30	10,5			
		27	12	60	40	24,0			
	p-4 buc.4	28	4	420	5	21,0			
		29	4	60	29	17,4			
	Bare suplimentare buc. 8	30	22	228	8	18,2			
	Sabloane	31	6	33	20	6,6			
		32	6	55	20	71,0			

Scanned with OKEN Scanner

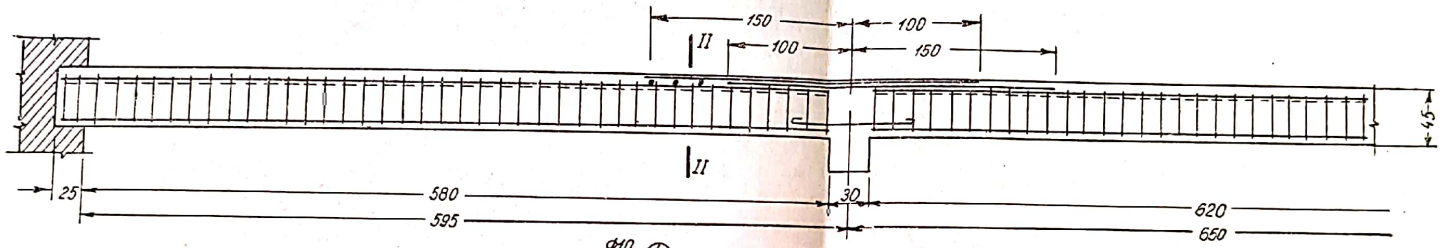
Schema planșeului

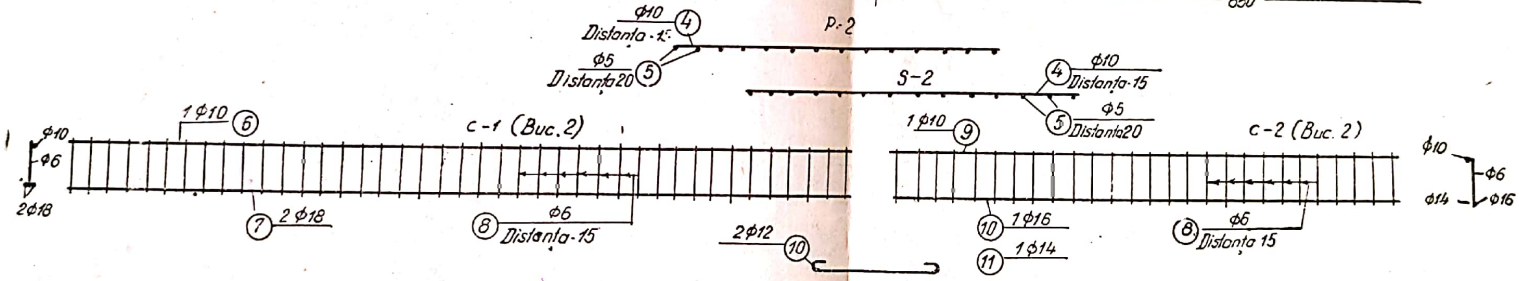


Secțiunea I-I

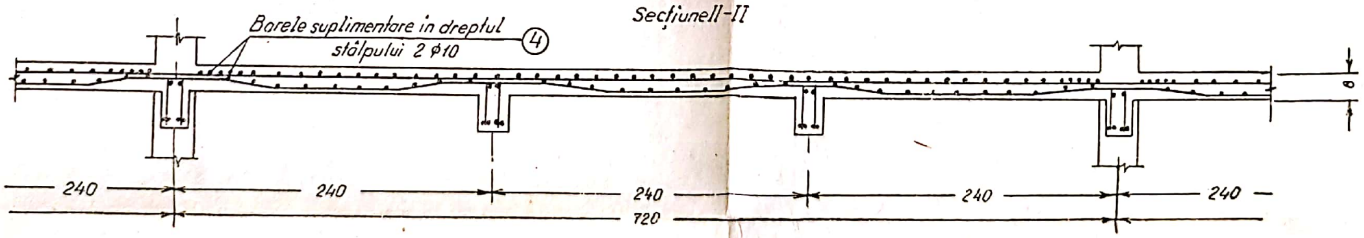


Grinda

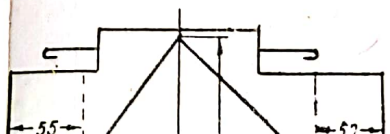




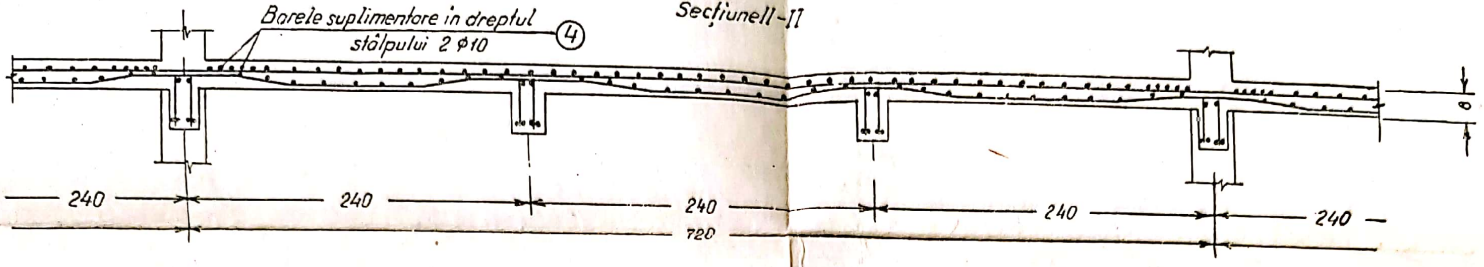
Secțiunea II-II



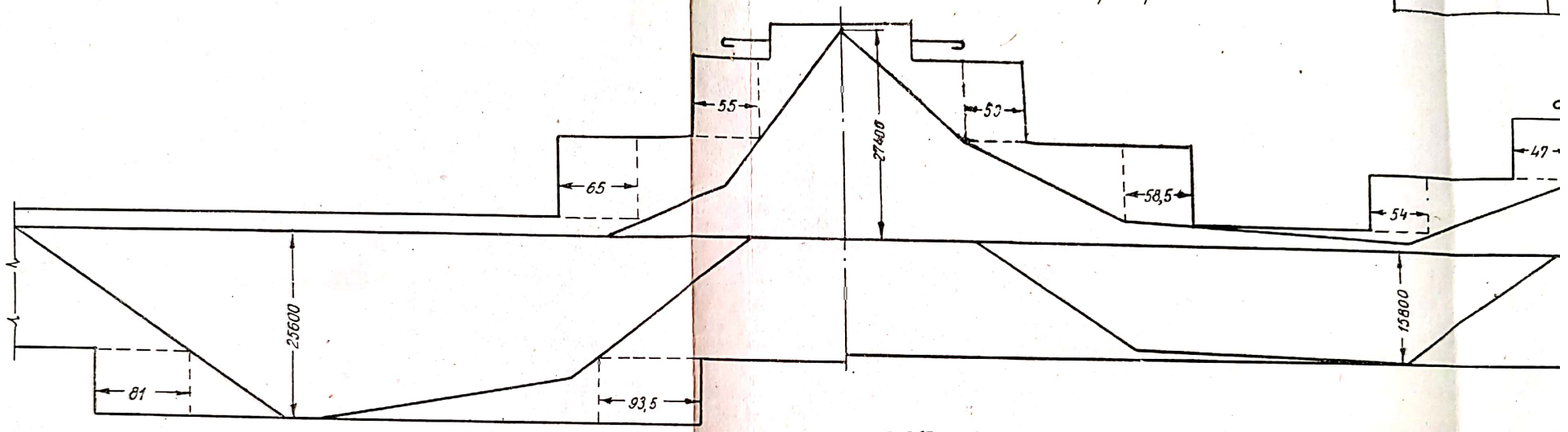
Grinda principală

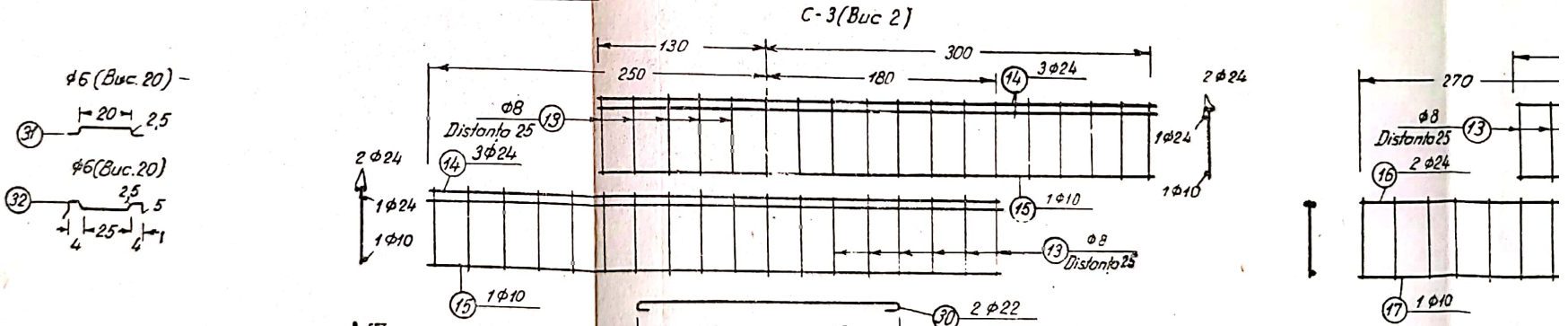


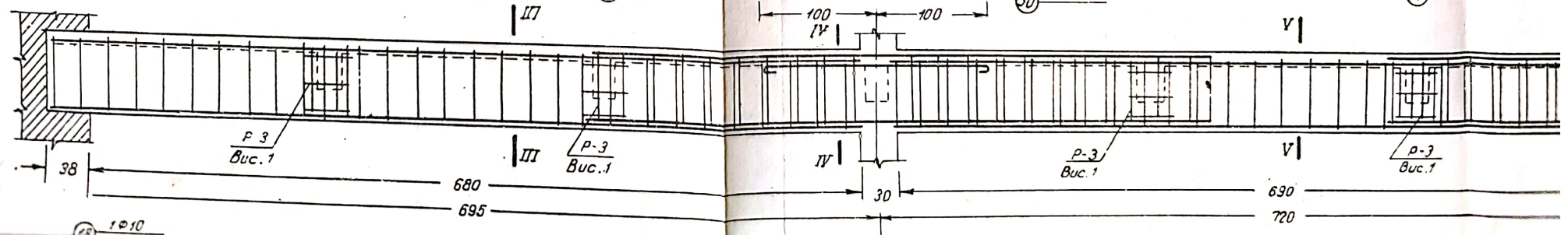
Scanned with OKEN Scanner

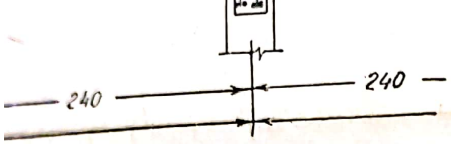


Secțiunea I-I



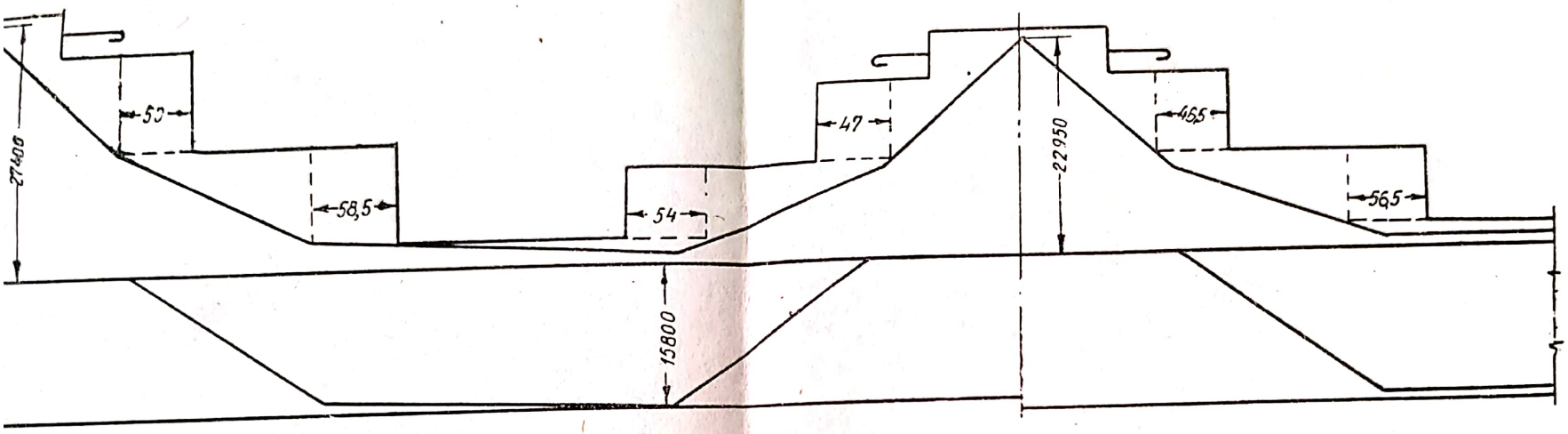




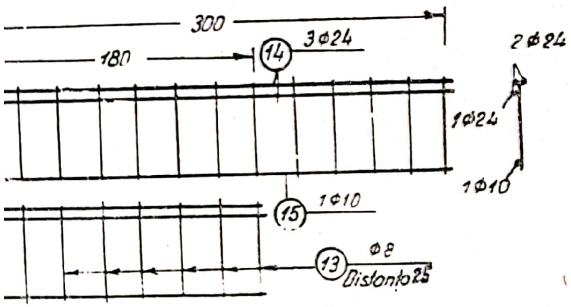


buc 10	27	12	60	40	24,0			
p-4 buc.4	28	4	420	5	21,0			
	29	4	60	29	17,4			
Bare suplimentare buc. 8	30	22	228	8	18,2			
Sabloane	31	6	33	20	6,6			
	32	6	55	20	71,0			

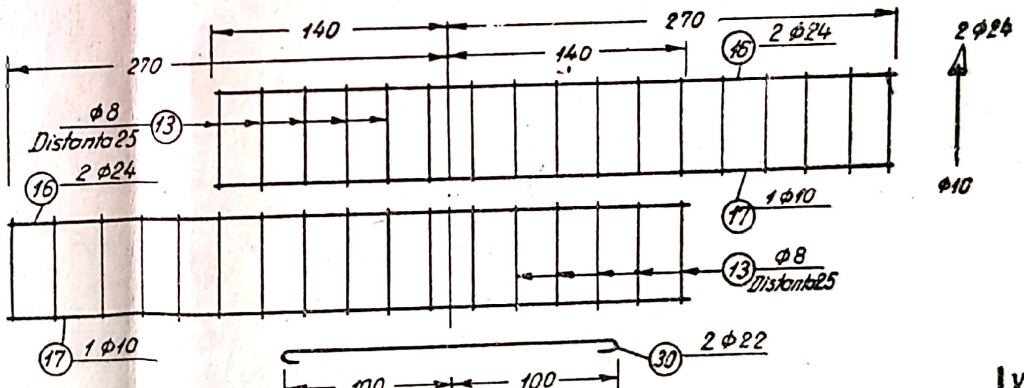
Grinda principală

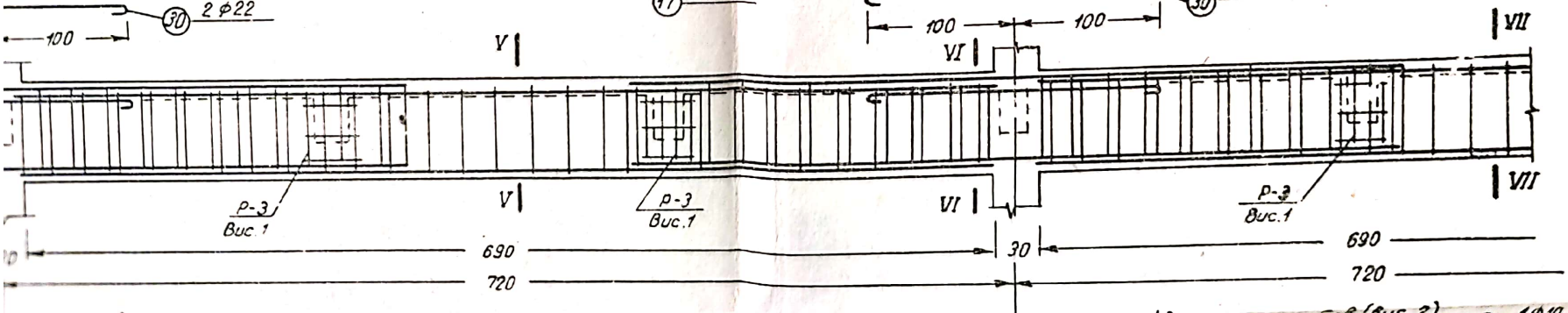


C-3(Buc 2)



C-4 (Buc.2)





Scanned with OKEN Scanner

Scanned with OKEN Scanner

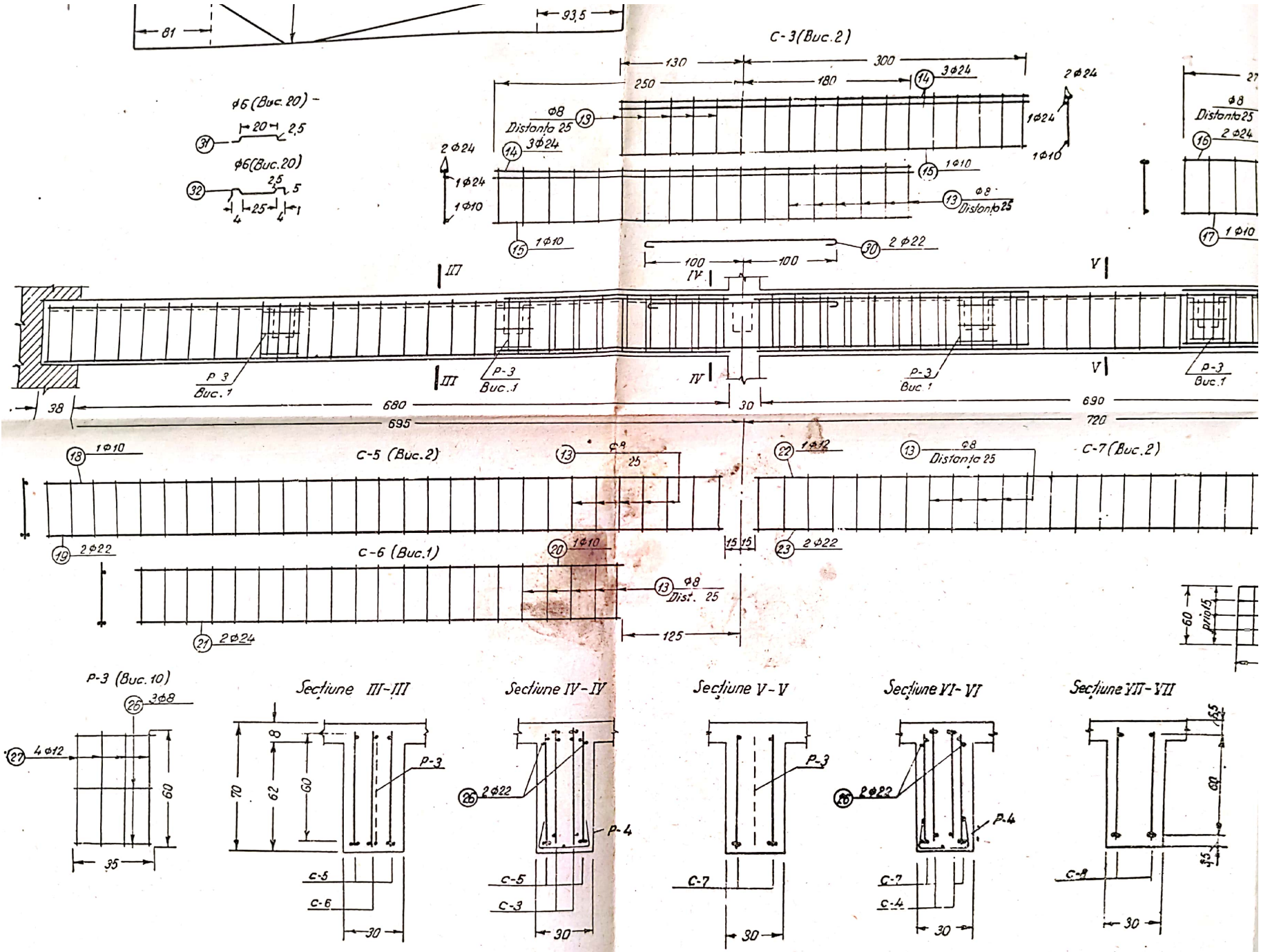
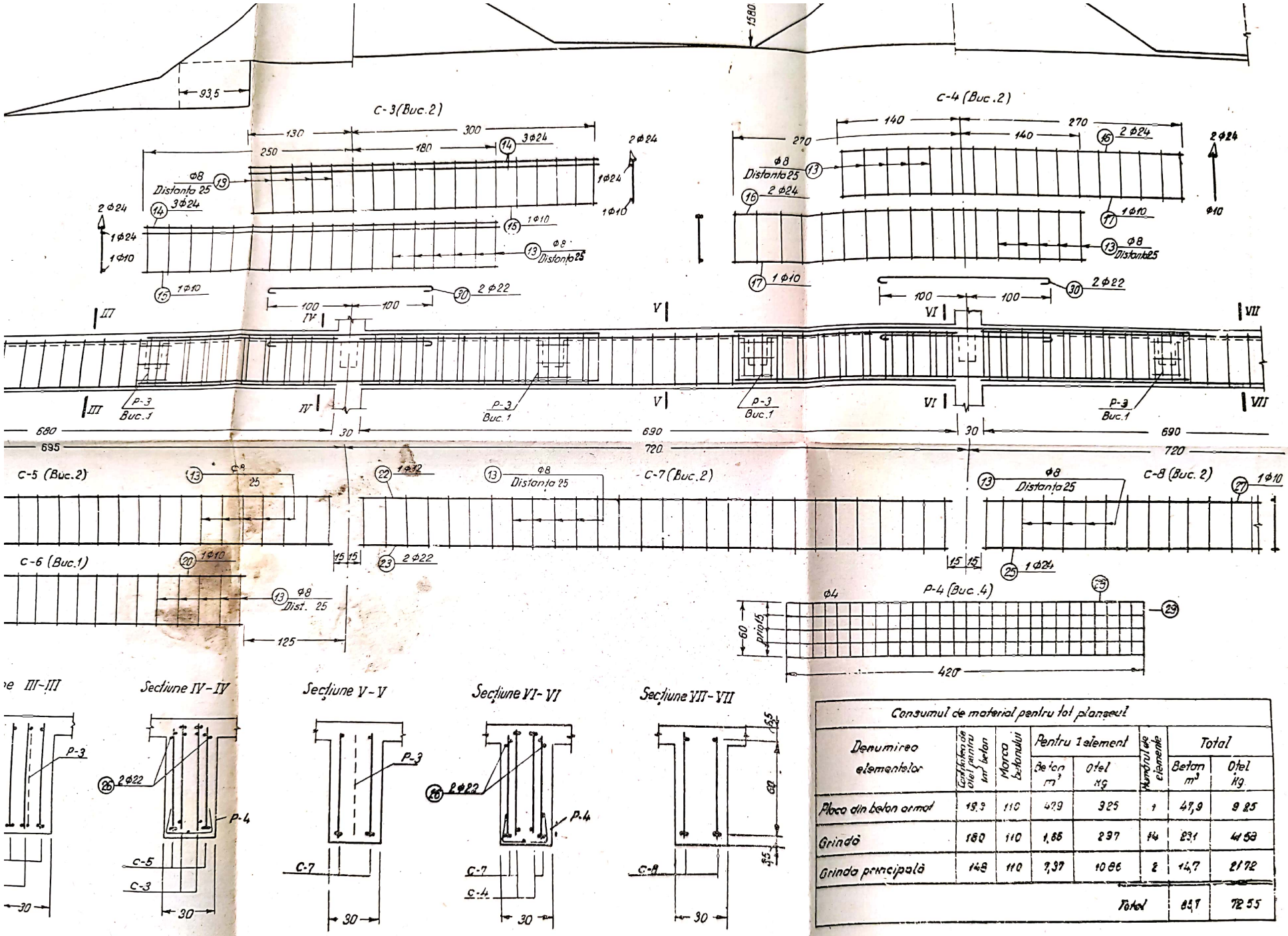


Fig. 132.

Scanned with OKEN Scanner

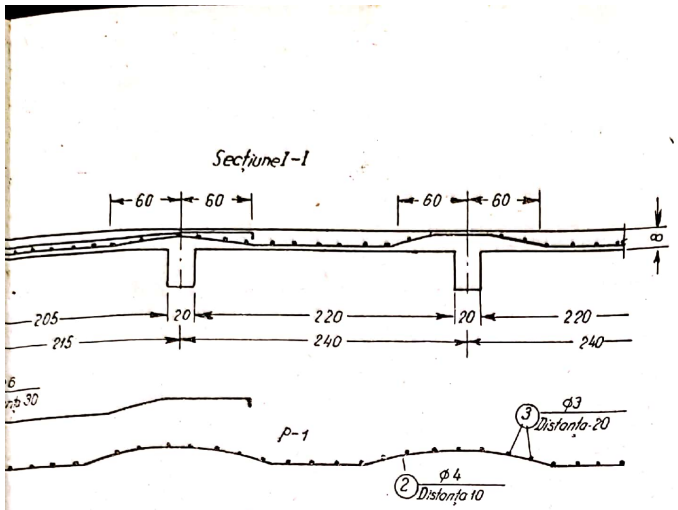


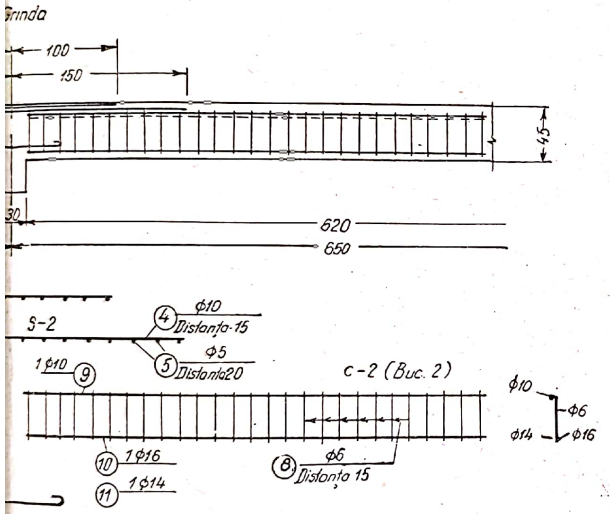
Consumul de material pentru tot planșeul

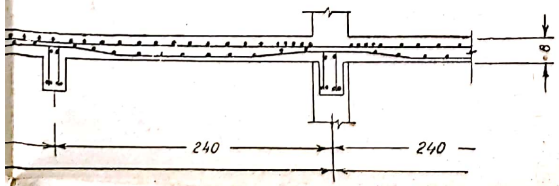
Denumirea elementelor	Cantitatea de oțel pentru 1 m³ beton	Marca betonului	Pentru 1 element: beton m³	Pentru 1 element: oțel kg	Numărul de elemente	Total: Beton m³	Total: Oțel kg
Placa din beton armat	19,3	110	4,79	3,25	1	47,9	9 25
Grindă	180	110	1,66	2,37	14	23,1	41 53
Grinda principală	148	110	7,37	10 86	2	14,7	21 72
					Total	85,1	72 55

Fig. 132.

Scanned with OKEN Scanner





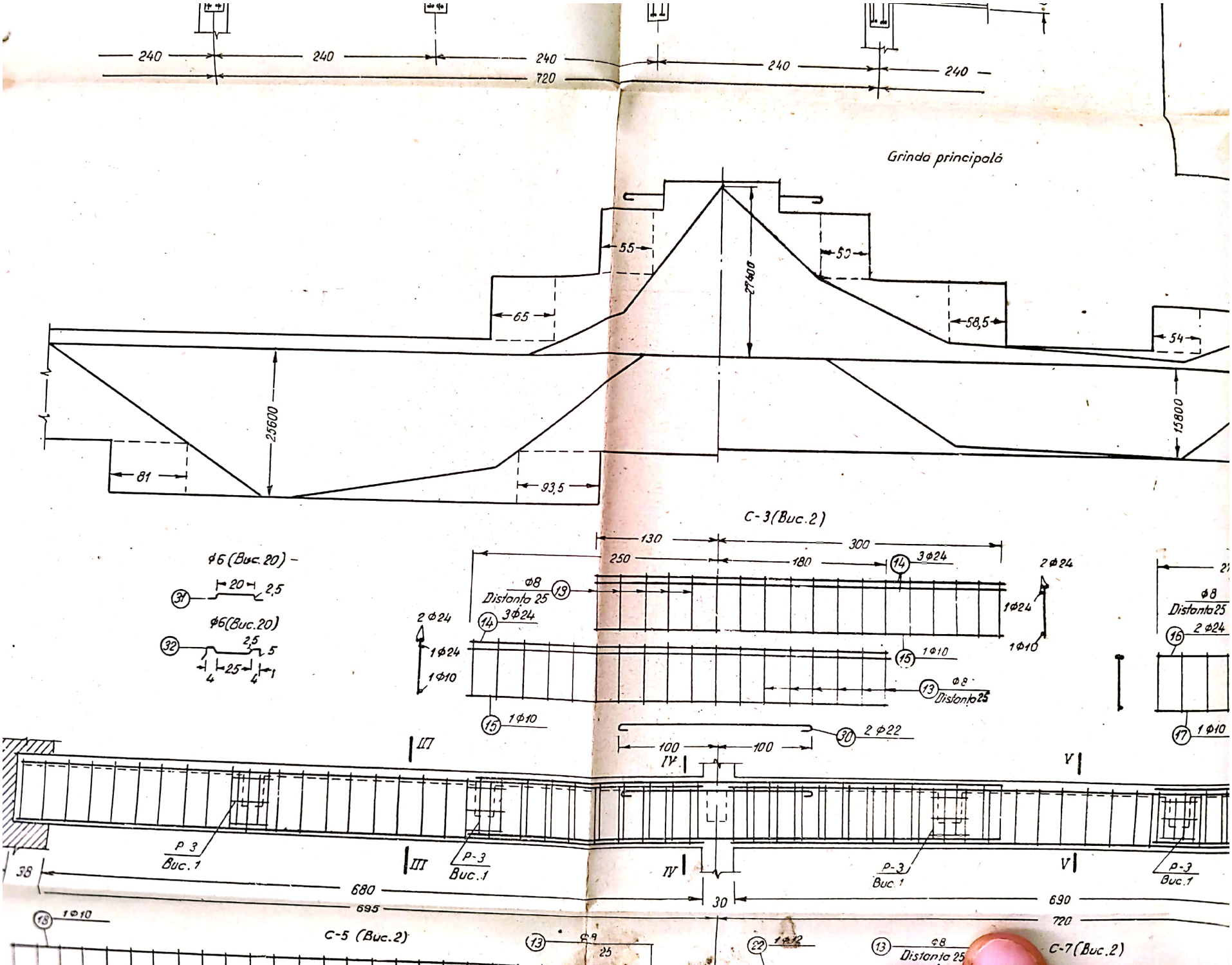


Grinda principală

Specificarea armăturii pentru 1 element							Extrasul pentru 1 element		
Denumirea elementului	Marca elementului sudat	Nr. poz.	Ø	l în cm	n buc.	Ln în m	Ø	ΣLn	Q kg
Placă din beton armat buc 1	Bare suplimentare	1	6	284	110	312	6	317	70
	P-1	2	4	—	—	6800	4	6800	673
		3	3	—	—	3300	3	3300	182
								Total	925
Grindă buc.14	P-2	4	10	—	—	160	18	48,3	97
		5	5	—	—	120	16	12,4	20
	C-1 buc.4	6	10	603	4	24,1	14	12,4	15
		7	18	603	8	48,3	12	4,8	4
		8	6	41	164	67,2	10	196,5	121
	C-2 buc.2	8	6	41	82	33,6	6	100,8	22
		9	10	620	2	12,4	5	120,0	18
		10	16	620	2	12,4			
		11	14	620	2	12,4		Total	297
	Barele de înădire	12	12	120	4	4,8			
Grinda principală buc.2	C-3 buc.4	13	8	66	72	47,5	24	119,0	422
		14	24	430	12	51,6	22	144,4	431
		15	10	430	4	17,2	12	51,6	46
	C-4 buc 4	13	8	66	68	44,8	10	86,4	54
		16	24	410	8	32,8	8	317,8	125
		17	10	410	4	16,4	6	17,6	4
	C-5 buc.4	13	8	66	116	76,5	4	38,4	4
		18	10	716	4	28,6			
		19	22	716	8	57,2			
	C-6 buc.2	13	8	66	42	27,7		Total	1086
		20	10	520	2	10,4			
		21	24	520	4	20,8			
	C-7 buc.4	13	8	66	112	73,9			
		22	12	690	4	27,6			
		23	22	690	8	55,2			
	C-8 buc.2	13	8	66	56	36,9			
		24	10	690	2	13,8			
		23	22	690	2	13,8			
		25	24	690	2	13,8			
	p-3 buc 10	26	8	35	30	10,5			
		27	12	60	40	24,0			
	p-4 buc.4	28	4	420	5	21,0			
		29	4	60	29	17,4			
	Bare suplimentare buc. 8	30	22	228	8	18,2			
	Sabloane	31	6	33	20	6,6			
		32	6	55	20	71,0			

Scanned with OKEN Scanner

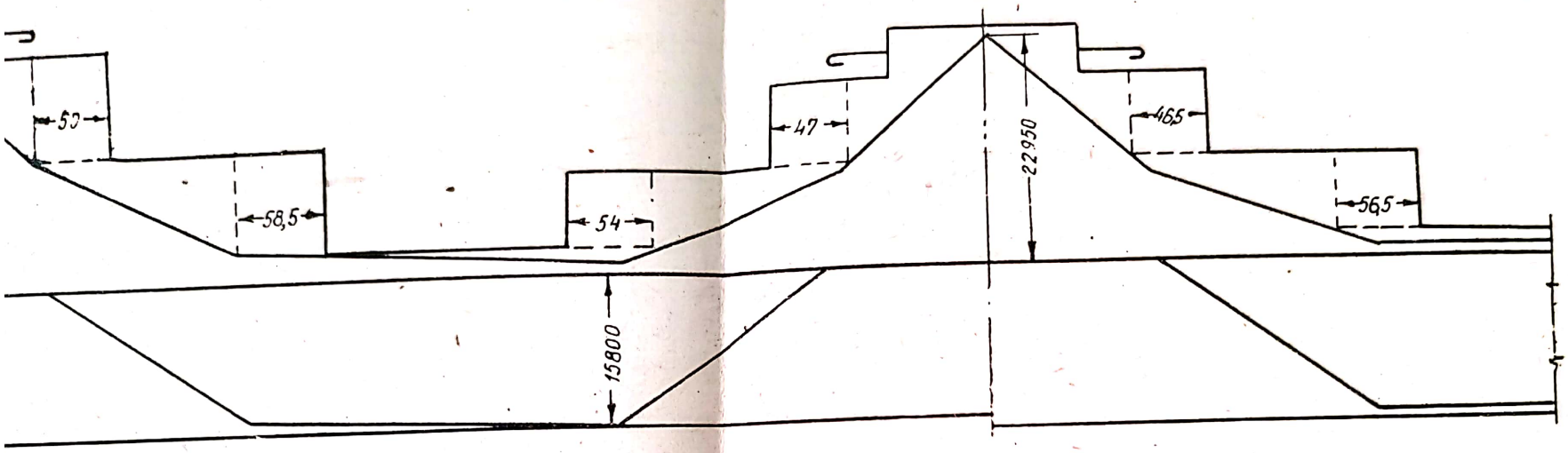
Scanned with OKEN Scanner



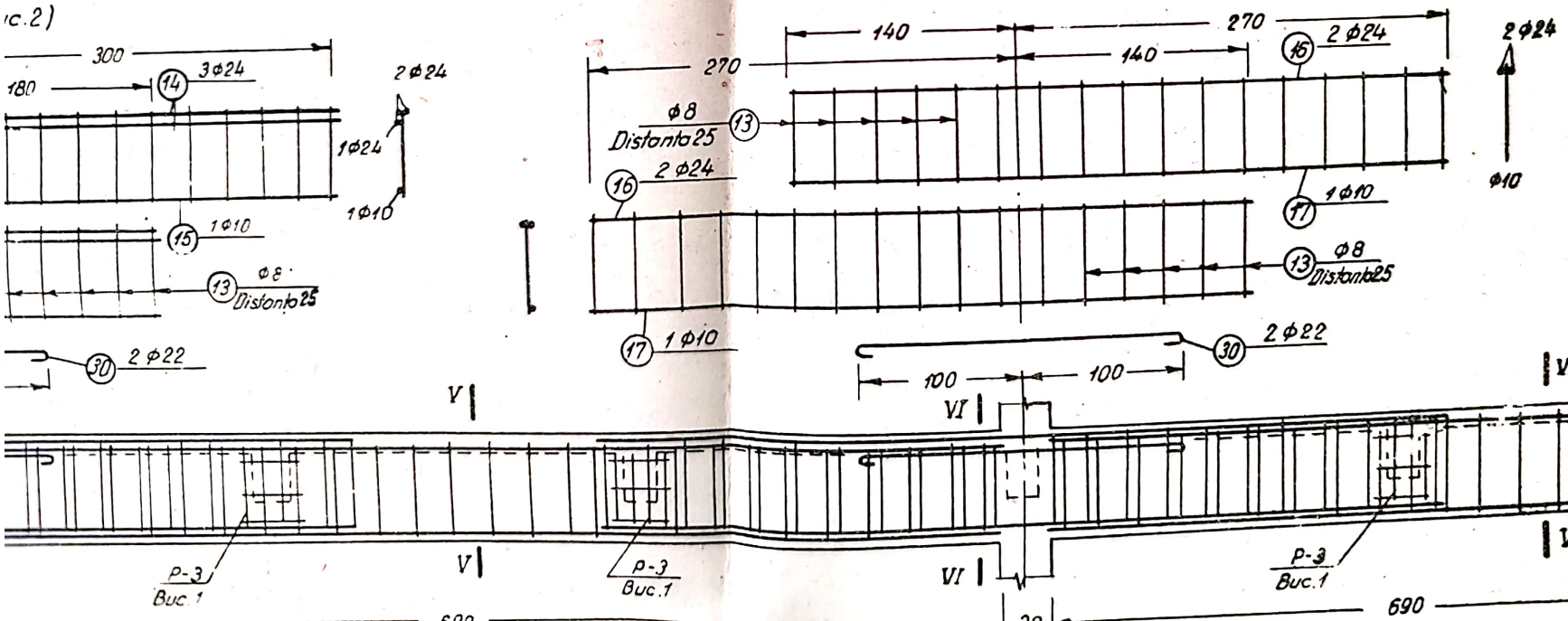
Scanned with OKEN Scanner

buc.4	29	4	60	29	11,4			
Bare suplimentare buc. 8	30	22	228	8	18,2			
Sabloane	31	6	33	20	6,6			
	32	6	55	20	71,0			

Grinda principală



c-4 (Buc.2)



Scanned with OKEN Scanner

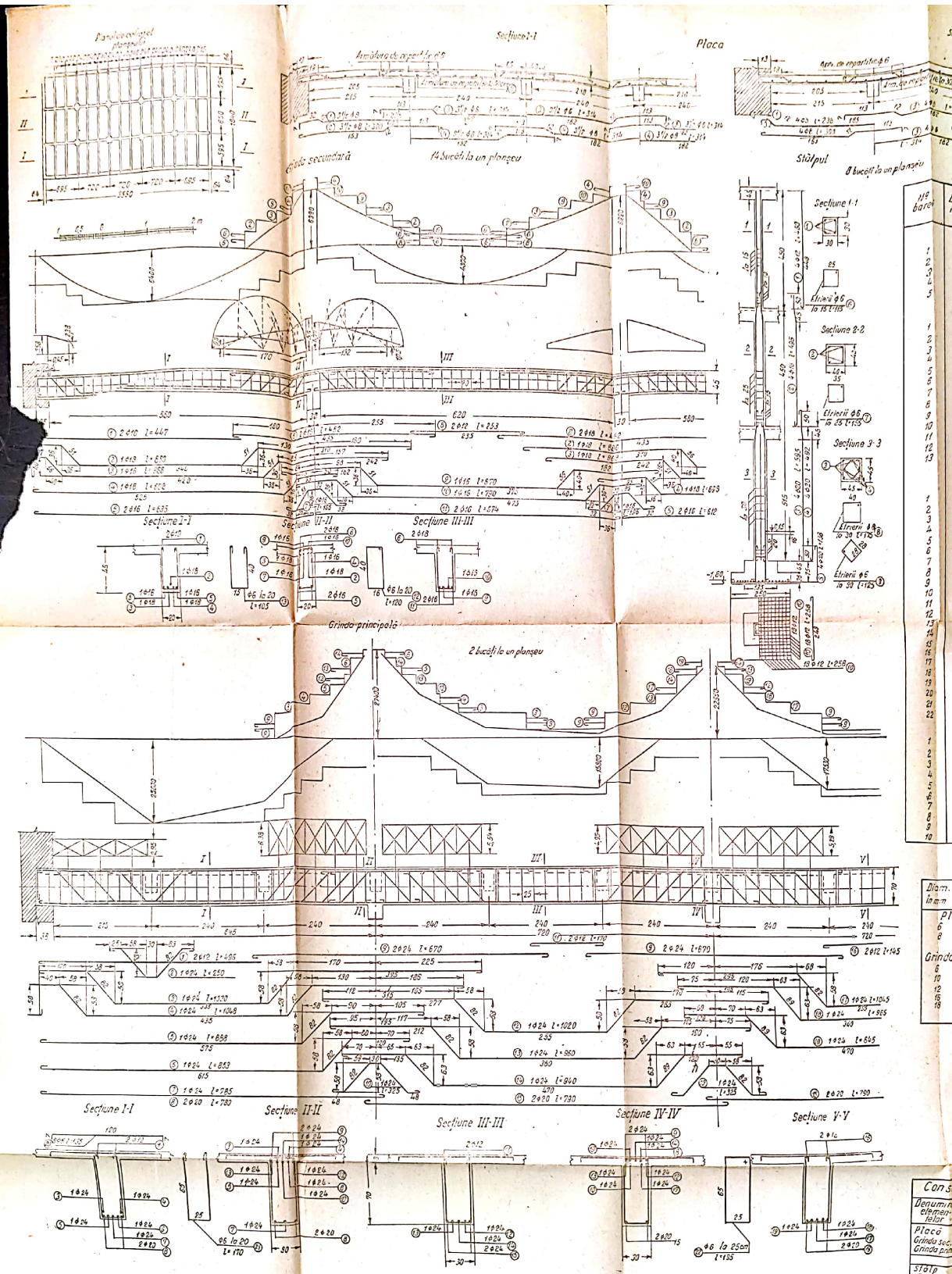


Fig. 131.

Specificarea armăturii pentru un planșeu

Nr. barei	Diam. în mm.	Numărul de bare pentru un element	Numărul de bare pentru doi elemente	Lungimea barei în cm.	Lungimea totală în m.
		Placa			
1	8	135		236	318,00
2	8	135		300	405,00
3	6	1759		314	552,326
4	8	549		314	1761,38
5	6				3478,00
		Grinda secundară 14 bucăți			
1	10	4	56	447	250,32
2	18	2	28	880	240,48
3	18	2	28	868	243,04
4	18	2	28	698	195,44
5	16	4	56	635	342,82
6	18	4	56	452	253,12
7	16	2	28	198	54,88
8	12	2	28	253	70,84
9	16	1	14	870	121,80
10	16	1	14	750	110,50
11	16	2	28	674	150,72
12	6	28	392	120	470,40
13	6	17	490	105	514,50
		Grinda principală 2 buc.			
1	12	4	8	495	39,60
2	24	2	4	250	10,00
3	24	2	4	1030	41,20
4	24	2	4	1040	41,60
5	24	2	4	880	35,52
6	24	2	4	853	34,12
7	21	2	4	785	31,40
8	20	4	8	780	62,40
9	24	4	8	670	53,60
10	24	4	8	325	26,00
11	12	4	8	170	13,60
12	24	2	4	1020	40,80
13	24	2	4	960	38,40
14	24	2	4	940	37,60
15	20	6	12	790	94,80
16	12	2	4	145	5,80
17	24	1	2	1045	20,90
18	24	1	2	965	19,30
19	24	1	2	845	16,90
20	6	284	568	135	766,80
21	6	82	164	170	278,80
22	6	78	156	195	304,20
		Stâlp 8 bucăți			
1	12	4	32	460	147,20
2	16	4	32	495	158,40
3	20	4	32	595	190,40
4	20	4	32	492	157,24
5	20	4	32	138	44,16
6	6	28	224	115	257,60
7	6	18	144	115	223,20
8	6	18	144	175	252,00
9	6	18	144	125	180,00
10	12	36	288	258	743,04

Extrasul de armătură

Diam. în mm	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în Kg.	Diam. în mm.	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în Kg.
Placa			*Grinda principală*		
6	9000	1998	6	1356	300
8	2425	857	12	58	53
Total		2855	20	157	388
Grinda secundară			24	455	1650
6	985	219	*Total*		2391
10	251	156			
12	71	64			
16	819	1224			
18	938	1876			
Total		3609			

Diam. în mm.	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg.
Stâlp		
6	813	181
12	147	131
16	159	252
18	348	860
Total:		1424
Fundații		
12	743	662
20	45	112
Total:		774

Consumul de material pentru tot planșeul

Denumirea elementelor	Cantitatea de elef. în m³ la 1 m²	Marca betonului	Pentru 1 element beton m³	Pentru 1 element oțel beton kg	Numărul de elemente	Total beton m³	Total oțel beton kg
Placa	61,9	110	47,8	2.965	1	47,8	2.965
Grinda sec.	158,2	110	1,65	237,8	4	2,31	3603
Grinda prin.	162,6	110	7,37	1195,5	2	14,7	2391
					Total:	85,7	8955
Stâlp	148,5	110	1,215	178,0	8	9,72	1424
Fundații	32,2	110	3,0	32,2	8	24,0	774
					Total:		

25600
15800
Secțiune I-I
Secțiune II-II
Secțiune III-III
Secțiune IV-IV

Fig. 131.

Scanned with OKEN Scanner

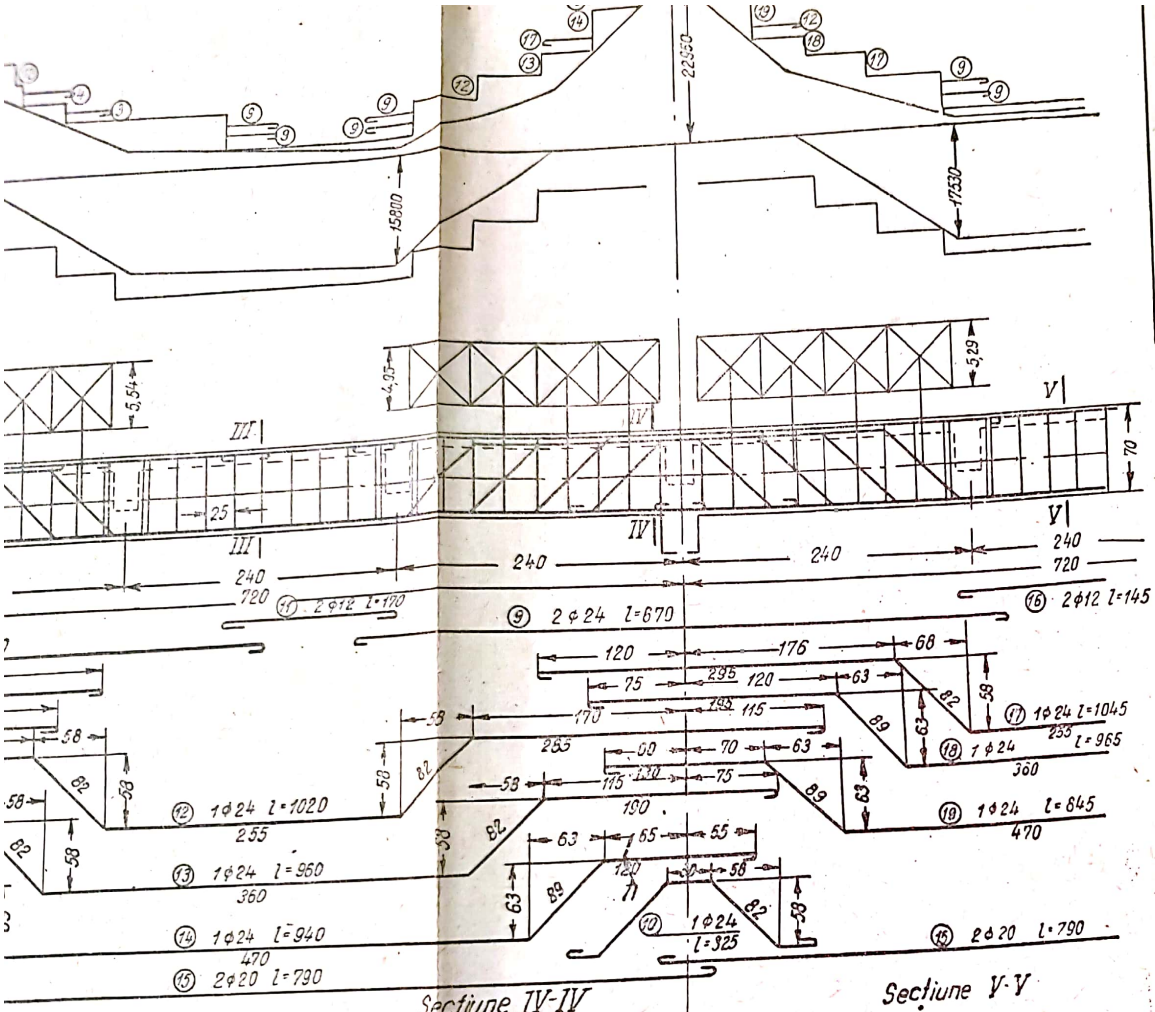


Fig. 131.

20	6	284	568	135	766,80
21	6	82	164	170	278,80
22	6	78	156	195	304,20
		Stâlp 8 bucăți			
1	12	4	32	460	147,20
2	16	4	32	495	158,40
3	20	4	32	595	190,40
4	20	4	32	492	157,24
5	20	4	32	138	44,16
6	6	28	224	115	257,60
7	6	18	144	115	223,20
8	6	18	144	175	252,00
9	6	18	144	125	180,00
10	12	36	288	258	743,04

Extrasul de armătură

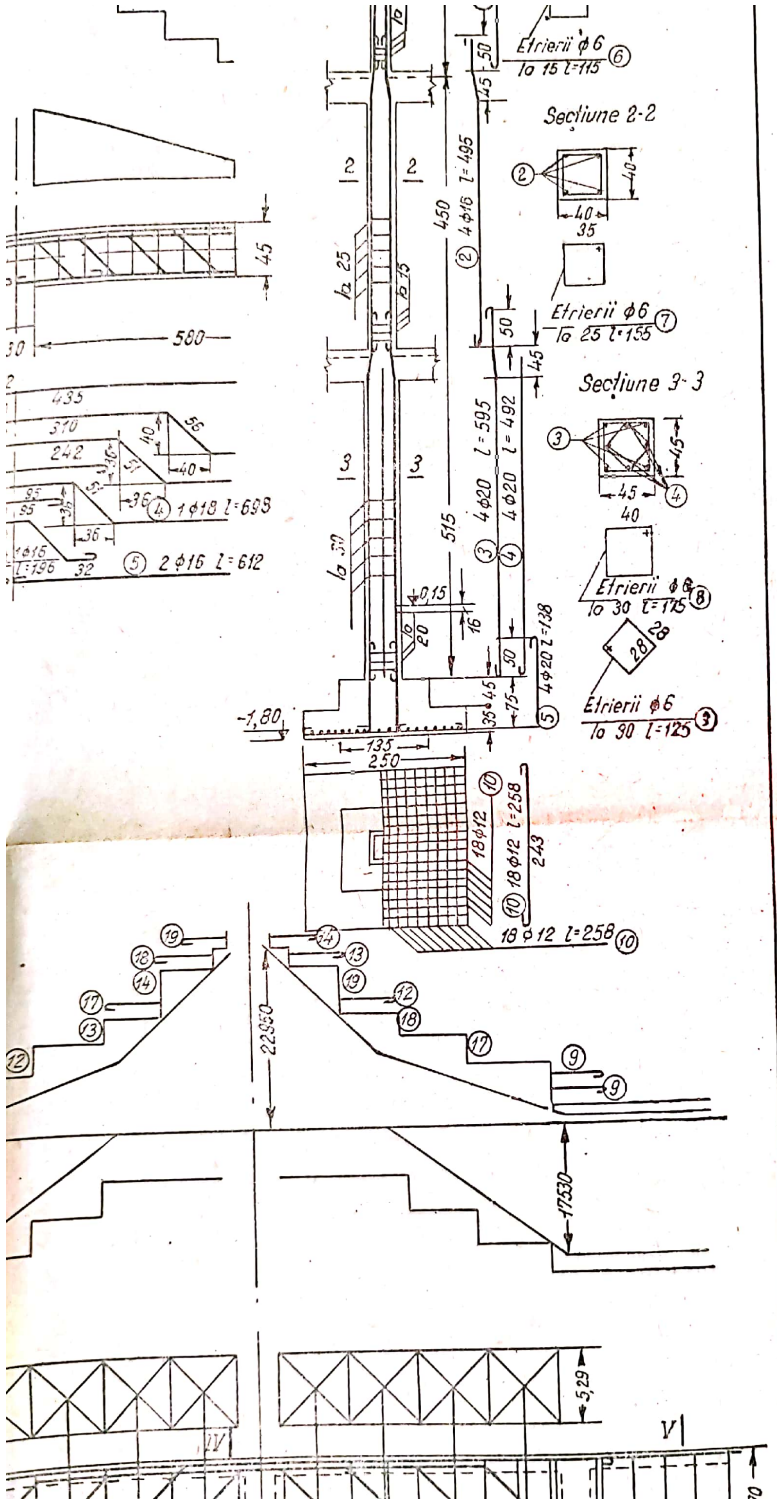
Diam. în mm	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg.	Diam. în mm.	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg
Placa			Grinda principală		
6	9000	1998	6	1356	300
8	2425	957	12	59	53
	Total	2955	20	157	388
Grinda secundară			24	455	1650
6	985	219		Total	2391
10	251	156			
12	71	64			
16	819	1224			
18	938	1876			
	Total	3609			

Diam. în mm.	Lungimea totală în m.	Greutatea totală în kg.
Stâlp		
6	813	181
12	147	131
16	159	252
18	348	860
	Total:	1424
Fundații		
12	743	662
20	45	112
	Total:	774

Consumul de material pentru tot planșeul

Denumirea elementelor	Cantitatea de oțel beton în kg la m³	Marca betonului	Pentru 1 element		Numărul de elemente	Total	
			beton m³	oțel beton kg.		beton m³	oțel beton kg
Placă	61,9	110	47,9	2.965	1	47,9	2955
Grinda sec.	156,2	110	1,65	257,8	4	23,1	3609
Grinda princip	162,6	110	7,37	1195,5	2	14,7	2391
					Total:	85,7	8955
Stâlp	146,5	110	1,215	178,0	8	9,72	1424
Fundații	32,2	110	3,0	32,2	8	24,0	774
					Total:		1153

Scanned with OKEN Scanner



4	8	549		314	1761,88
5	6				3478,00

Grinda secundară 14 bucăți

1	10	4	56	447	250,32
2	18	2	28	880	240,40
3	18	2	28	868	243,04
4	18	2	28	698	195,44
5	16	4	56	635	342,82
6	18	4	56	452	253,12
7	16	2	28	196	54,88
8	12	2	28	253	70,84
9	16	1	14	870	121,80
10	16	1	14	790	110,60
11	16	2	28	674	180,72
12	6	28	392	120	470,40
13	6	17	490	105	514,50

Grinda principală 2 buc.

1	12	4	8	495	39,60
2	24	2	4	250	10,00
3	24	2	4	1030	41,20
4	24	2	4	1040	41,60
5	24	2	4	880	35,52
6	24	2	4	853	34,12
7	21	2	4	785	31,40
8	20	4	8	780	62,40
9	24	4	8	670	53,60
10	24	4	8	325	26,00
11	12	4	8	170	13,60
12	24	2	4	1020	40,80
13	24	2	4	960	36,40
14	24	2	4	940	37,60
15	20	6	12	790	94,80
16	12	2	4	145	5,80
17	24	1	2	1045	20,90
18	24	1	2	965	19,30
19	24	1	2	845	16,90
20	6	284	568	135	766,80
21	6	82	164	170	278,80
22	6	78	156	195	304,20

Stâlp 8 bucăți

1	12	4	32	460	147,20
2	16	4	32	495	158,40
3	20	4	32	595	190,40
4	20	4	32	492	157,24
5	20	4	32	138	44,16
6	6	28	224	115	257,60
7	6	18	144	115	223,20
8	6	18	144	175	252,00
9	6	18	144	125	180,00
10	12	36	288	258	743,04

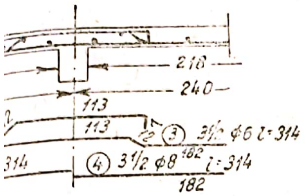
Extrasul de armătură

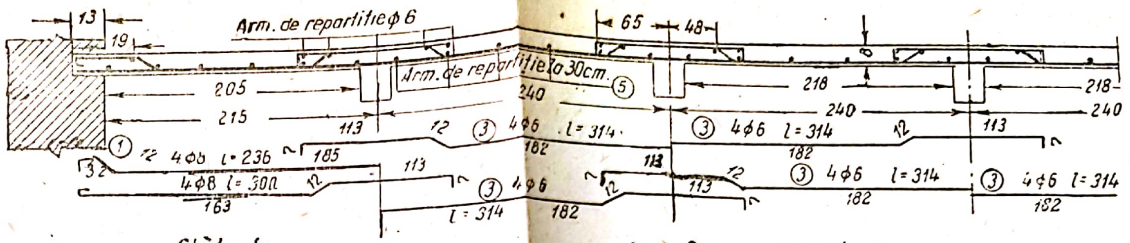
Diam.	Lungimea totală	Greutatea totală	Diam.	Lungimea totală	Greutatea totală în Kg

Scanned with OKEN Scanner

Scanned with OKEN Scanner

Placa

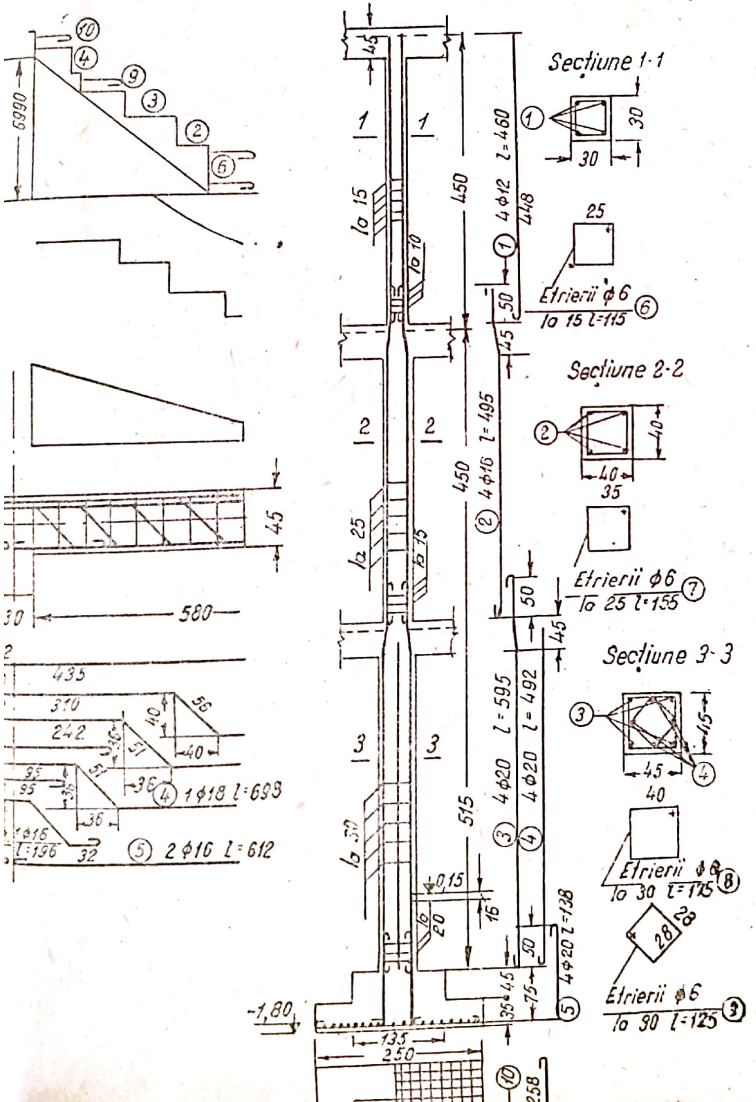




Secțiune II-II

Stâlpul

8 bucăți la un planșeu



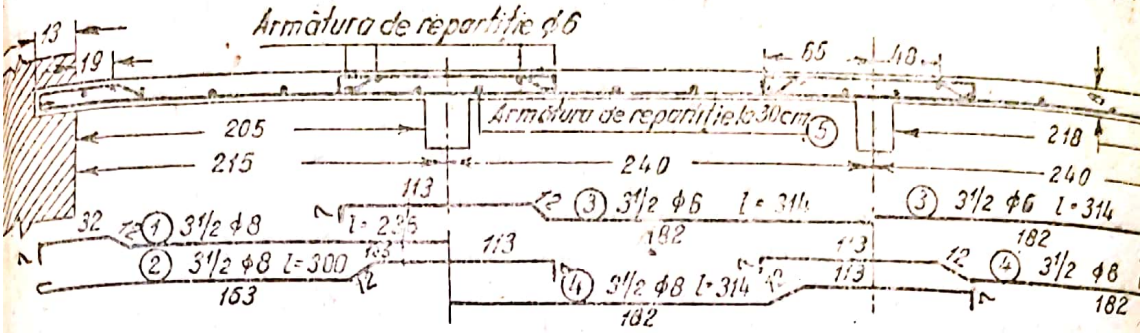
Specificarea armăturii

pentru un planșeu

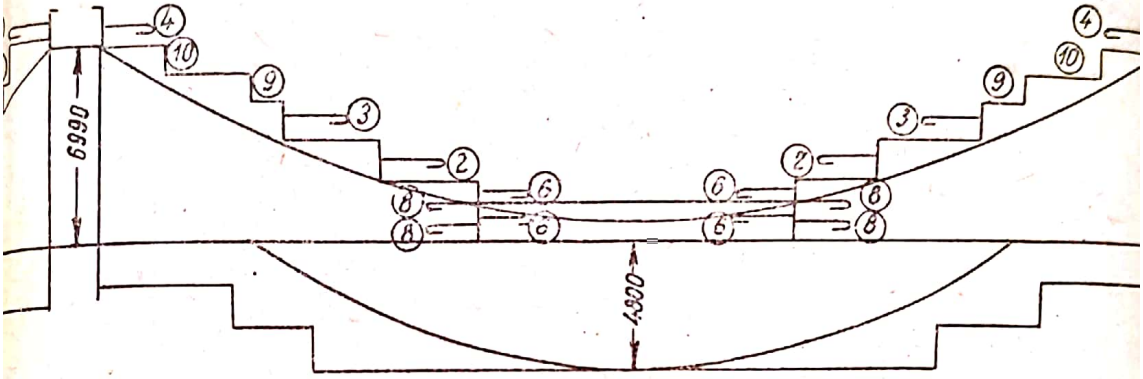
Nr. barei	Diam. în mm.	Numărul de bare pentru un element	Numărul de bare pentru doi elementi	Lungimea barei în cm.	Lungimea totală în m.
		Placa			
1	8	135		236	318,00
2	8	135		300	405,00
3	6	1759		314	5523,26
4	8	549		314	1761,88
5	6				3478,00
		Grinda secundară 14 bucăți			
1	10	4	56	447	250,32
2	18	2	28	880	240,40
3	18	2	28	868	243,04
4	18	2	28	698	195,44
5	16	4	56	635	342,82
6	18	4	56	452	253,12
7	16	2	28	196	54,88
8	12	2	28	253	70,84
9	16	1	14	870	121,80
10	16	1	14	790	110,60
11	16	2	28	674	180,72
12	6	28	392	120	470,40
13	6	17	490	105	514,50
		Grinda principală 2 buc.			
1	12	4	8	495	39,60
2	24	2	4	250	10,00
3	24	2	4	1030	41,20
4	24	2	4	1040	41,60
5	24	2	4	880	35,52
6	24	2	4	853	34,12
7	21	2	4	785	31,40
8	20	4	8	780	62,40
9	24	4	8	670	53,60
10	24	4	8	325	26,00
11	12	4	8	170	13,60
12	24	2	4	1020	40,80
		2	4	960	38,40

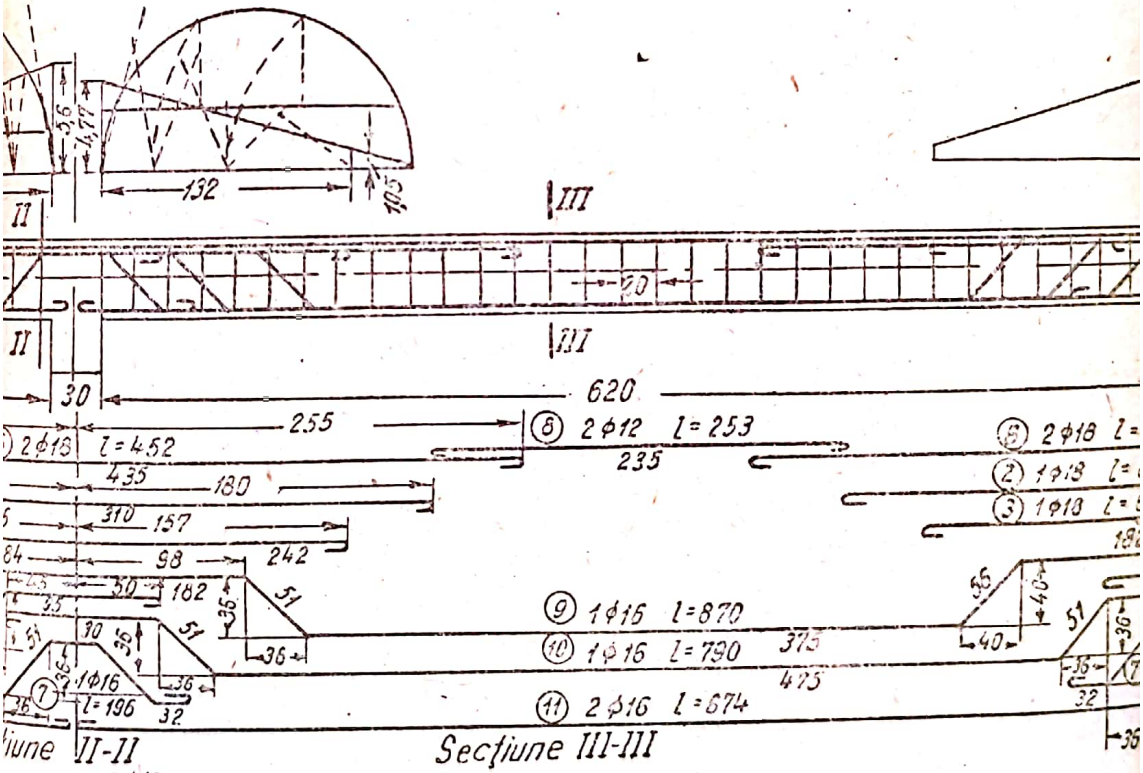
Scanned with OKEN Scanner

Secțiune I-I

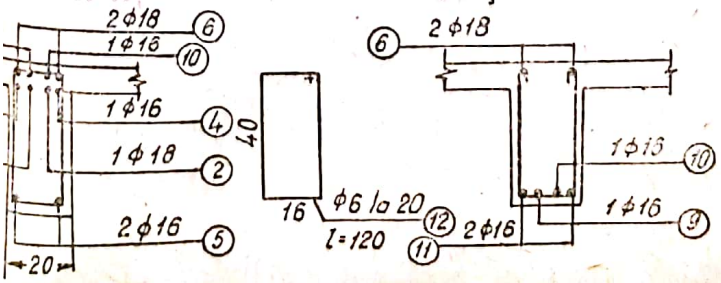


Grinda secundară — 14 bucăți la un planșeu





Secțiune II-II — Secțiune III-III



Grinda principală — 2 bucăți la un planșeu